

Faculdade de Ciências e Tecnologia
Universidade Nova de Lisboa
Departamento de Engenharia Civil

Caracterização experimental de escoamentos em canais de secção composta

Por:

David José de Jesus Martins Pinto

**Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da
Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Construção**

Orientador: Prof. João Leal (FCT-UNL)

Co-Orientador: Eng. João Rocha (LNEC)

Colaboração institucional: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)

Lisboa, Julho 2010

Agradecimentos

Esta dissertação foi possível graças à contribuição de várias entidades/instituições, às quais não posso deixar de agradecer todo o apoio.

O trabalho experimental realizado no Departamento de Hidráulica do Pavilhão de Hidráulica Fluvial, no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), foi possível graças à aprovação do Eng. João Rocha, a quem agradeço a colaboração.

Agradeço ao meu colega de trabalho e amigo Eng. João Fernandes (LNEC) por todo o empenho, dedicação, apoio e conselhos práticos ao longo de todas as etapas realizadas nesta dissertação. A sua orientação, conhecimento e amizade foram elementos fundamentais em todo o trabalho.

Agradeço igualmente ao meu orientador Prof. João Leal (FCT-UNL) pelo apoio, prontidão, simpatia, amizade e disponibilidade total prestada durante toda a dissertação.

Gostaria também de reconhecer a ajuda dos elementos que deram apoio constante no Pavilhão, onde foram realizados todos os ensaios, nomeadamente, na construção do canal, fornecimento e arranjo de materiais, equipamentos, etc.

O meu agradecimento final é para a minha família e amigos, por todo o carinho, apoio e compreensão que demonstram desde sempre.

Resumo

O presente trabalho visa apresentar uma contribuição para o estudo de cheias em rios e, em particular, para a criação de mapas de inundação no qual se pressupõe a necessidade de quantificar os níveis atingidos pela água, a distribuição de caudais e as velocidades em determinadas zonas.

Em situações de cheias, a capacidade de vazão do leito principal dos rios não permite que o escoamento se faça apenas nesse leito mas também nos campos adjacentes, denominados por leitos de cheia. Assim sendo, a configuração característica dos rios em situações de cheia é a de um leito com secção composta. O escoamento no leito principal entra em interacção com o escoamento no(s) leito(s) de cheia, tipicamente de menor profundidade e consequentemente mais lentos. Quando estes fenómenos ocorrem, as características do escoamento não se encontram suficientemente definidas principalmente devido à referida interacção entre o escoamento nos leitos.

Esta dissertação pretende, através de caracterização experimental e de modelação matemática, estudar os mecanismos envolvidos no escoamento neste tipo de canais bem como na interacção entre o leito principal e o leito de cheias.

A componente experimental incluiu a recolha e tratamento de dados relativos à estrutura turbulenta do escoamento e suas alterações para diferentes alturas relativas e para as situações de regime uniforme e regime não uniforme.

O trabalho desenvolvido enquadrou-se em três projectos de investigação, financiados pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia, que se encontram em curso e permitiu a apresentação de uma comunicação no 10º Congresso da Água, organizado pela Associação Portuguesa de Recursos Hídricos.

Palavras chave: canais de secção composta; escoamento uniforme e não uniforme; camada de mistura; modelação 1D.

Abstract

This study aims mainly to be a contribution to the study of floods in rivers and in particular for the creation of flood maps which implies the need to quantify the levels reached by water, the distribution of flows and speeds in certain areas.

In flood cases, the flow capacity of the main river bed is exceeded and the flow is made not only in the main channel but also in adjacent fields, called overbank. Thus, the typical configuration of the rivers in flood situations is a bed-section compound. The flow in the main channel interacts with the overbank flow, typically with less depth and therefore slower. When these phenomena occur, the flow characteristics are not sufficiently defined mainly due to that interaction between the beds.

This work intends to use the experimental characterization and mathematical modelling to study the mechanisms involved in compound channels and the interaction between the main channel and floodplains.

The experimental work included the collection and processing of data concerning the structure of turbulent flow and its changes to different depths and the situation of uniform and non-uniform flow.

This study was performed in the Framework of three ongoing research projects, founded by the Portuguese Foundation for Science and Technology, and the results achieved allowed the presentation in the national conference 10º Congresso da Água, organized by the Portuguese Association of Water Resources.

Key words: compound open-channel; uniform and non-uniform flow; mixing layer; 1D modelling.

SIMBOLOGIA

Símbolo	Significado
A	constante aditiva da lei logaritmica
b	largura do leito principal
B	largura da secção total do canal
C	coeficiente de Chezy
f	coeficiente de Weisbach
Fr	número de Froude
g	aceleração gravítica
h	altura de água nos leitos de cheia
H	energia total, altura de água, altura de água no leito principal
h_r	altura relativa
J	perda de carga unitária
k_s	rugosidade absoluta, altura das rugosidades da fronteira fixa
K_s	coeficiente de rugosidade de Strickler
l	comprimento característico
n	coeficiente de Manning
p	pressão
P	perímetro molhado
Q	caudal escoado
Q_0	caudal de cálculo
R	raio hidráulico
Re	número de Reynolds
S	secção de escoamento
S_0	declive do canal
S_f	inclinação da linha de energia
t	tempo
T	temperatura
u, U	componente da velocidade de escoamento no sentido do escoamento
\bar{u}	velocidade média de escoamento
u'	componente de flutuação da velocidade de escoamento
u_*	velocidade de atrito junto ao fundo

U^+	componente da velocidade no sentido do escoamento adimensionalizada
v	componente da velocidade de escoamento na direcção transversal ao escoamento
V	Voltagem
W	peso genérico
X	posição longitudinal no canal
Y	posição transversal no canal
z	cota geométrica
z^+	cota geométrica adimensionalizada
α	coeficiente de Coriolis
γ	peso volúmico
δ	comprimento da camada de mistura
δ'	espessura da subcamada viscosa
θ	ângulo
ν	coeficiente de viscosidade cinemática
ρ	massa volúmica
κ	constante universal de Von Kármán
μ	viscosidade dinâmica
τ	tensão tangencial
τ_0	tensão de arrastamento
τ_l	tensão tangencial devida à viscosidade cinemática
τ_t	tensão tangencial aparente devida às flutuações turbulentas da velocidade
τ_{xy}	tensão de Reynolds

ÍNDICES:

Índice	Significado
med	valor médio
M	montante
LC	leito de cheia
LP	leito principal
Tot	secção total
X	valor na posição X
XC	valor corrigido na posição X

ÍNDICE

1.Introdução	1
1.1.Objectivos e justificação.....	1
1.2.Estrutura da dissertação	4
2.Revisão bibliográfica	5
2.1.Características gerais dos escoamentos uniformes com superfície livre	5
2.1.1.Regime permanente, uniforme e não uniforme	5
2.1.2.Escoamento lento.....	6
2.1.3.Escoamento turbulento	6
2.1.4.Desenvolvimento da camada limite.....	8
2.1.5.Perfil vertical de velocidades.....	9
2.1.6.Distribuição das tensões tangenciais em escoamentos uniformes.....	11
2.2.Descrição do escoamento em canais de secção composta.....	15
2.3.Modelação unidimensional.....	19
3.Instalação experimental, equipamentos de medição e caracterização dos ensaios realizados.....	23
3.1.Introdução	23
3.2.Instalação experimental	23
3.3.Equipamento de medição	26
3.3.1.Medidores electromagnéticos de caudal (caudalímetros).....	26
3.3.2.Tubo de Pitot	28
3.3.3. Sondas ultra-sónicas (UVP)	33
3.4.Caracterização dos ensaios realizados	36
3.5.Procedimento experimental utilizado	38
3.5.1. Malha de medição e procedimento de integração das velocidades	38
3.5.2. Estabelecimento do regime uniforme	41
3.5.3. Introdução de partículas no escoamento (“seeding”)	43
3.6.Determinação da rugosidade do canal	45
4.Discussão dos resultados experimentais	49
4.1.Determinação da velocidade de atrito junto ao fundo e caracterização do tipo de rugosidade.....	49
4.2.Regime uniforme (influência de h_r).....	52
4.2.1.Desenvolvimento do escoamento ao longo do canal.....	52

4.2.2.Distribuição transversal da velocidade média em profundidade e caudais por leito	59
4.2.3.Distribuição transversal das tensões de arrastamento e de Reynolds	63
4.3.Regime não uniforme	71
4.3.1.Desenvolvimento do escoamento ao longo do canal	71
4.3.2.Distribuição transversal da velocidade média em profundidade e caudais por leito	73
4.3.3.Distribuição transversal das tensões de arrastamento e de Reynolds	77
4.4.Comparação com simulação 1D	81
5.Conclusões e propostas para estudos futuros	87
6.Referências bibliográficas	91
Anexo	95

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Características do tubo de Pitot	29
Quadro 2 – Lista das características das partículas de “seeding”	44
Quadro 3 – Valores das alturas de água obtidas experimentalmente para cálculo da rugosidade.....	46
Quadro 4 – Valores do coeficiente de Strickler obtidos experimentalmente	46
Quadro 5 – Valores das rugosidades relativas obtidas experimentalmente	47
Quadro 6 – Valores para caracterização do tipo de rugosidade	50
Quadro 7 – Valores das velocidades de atrito no fundo (três diferentes métodos)	51
Quadro 8 – Valores dos caudais obtidos experimentalmente para $h_r = 0,2$ em regime uniforme	54
Quadro 9 – Valores dos caudais obtidos experimentalmente para $h_r = 0,1$ em regime uniforme	54
Quadro 10 – Valores dos caudais obtidos experimentalmente para $h_r = 0,2$ em regime não uniforme.....	71
Quadro 11 – Resultados obtidos experimentalmente para a distribuição de caudais.....	83
Quadro 12 – Percentagem de erros cometidos por cada método 1D no cálculo dos caudais totais e por leito	83

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema do mapeamento de zonas inundáveis (adaptada de Proust, 2009).....	1
Figura 2 – Exemplo de cheia (Rio Moselle, França).....	2
Figura 3 – Leitura da velocidade de um escoamento turbulento (retirada de Carvalho, 2008)..	8
Figura 4 – Esquema do gradiente de velocidade (adaptada de Massey, 2002)	8
Figura 5 – Desenvolvimento da camada limite ao longo de uma superfície sólida (adaptada de Massey, 2002)	9
Figura 6 – Esquema do perfil vertical de velocidades num canal (adaptada de Nezu, 2005) ..	10
Figura 7 – Esquema de forças aplicadas num elemento de fluido (adaptada de Cardoso, 1998).....	12
Figura 8 – Variação das tensões de corte com a profundidade do escoamento (adaptada de Cardoso, 1998).....	14
Figura 9 – Diferentes alturas de escoamento num canal de secção composta	15
Figura 10 – Estrutura turbulenta de um escoamento em secção composta (adaptada de Shiono e Knight, 1991).....	16
Figura 11 – Esquematização dos vórtices de eixo vertical verificados nas interfaces (adaptada de Prooijen et al., 2005)	17
Figura 12 – Fluxograma da relação do escoamento no leito principal com as correntes secundárias (adaptada de Nezu, 1994)	18
Figura 13 – Desenvolvimento da camada de mistura.....	18
Figura 14 – Valores para Método de Canal Único (MCU) e Método da Divisão do Canal (MDC)	20
Figura 15 – Divisões possíveis para o método da divisão do canal (retirada de Bousmar, 2002).....	20
Figura 16 – Esquematização do circuito fechado da instalação experimental	24
Figura 17 – Dimensões da secção do canal experimental	24
Figura 18 – Elementos utilizados a montante do canal de acordo com as recomendações definidas em Bousmar et al. (2005).....	24
Figura 19 – Conjunto: Hidrómetro + Tubagem ligada ao fundo do canal	26
Figura 20 – Conjunto de comportas existentes a jusante do canal	26
Figura 21 – Conjunto: Válvulas de seccionamento + Caudalímetros	27
Figura 22 – Tubo de Pitot	28
Figura 23 – Representação esquemática de um tubo de Pitot (adaptada de Massey, 2002)	29
Figura 24 – Captor diferencial de pressões	29
Figura 25 – Esquematização do conjunto: tubo de Pitot + captor diferencial de pressão + computador (retirada de Matos, 1999)	30
Figura 26 – Reservatórios para calibração do tubo de Pitot	31

Figura 27 – Exemplo de curva de calibração do captor diferencial de pressões	31
Figura 28 – Valores obtidos experimentalmente para situações de regime laminar, turbulento e de transição e curva de calibração de Patel (retirada de Rhodes e New, 2000)	33
Figura 29 – Sonda ultra-sónica UVP	33
Figura 30 – Unidade UVP-DUO	34
Figura 31 – Representação esquemática do feixe de leitura emitido pelas sondas UVP (adaptada de Fernandes et al., 2010a)	34
Figura 32 – Diversos posicionamentos possíveis das sondas UVP (adaptada de Fernandes et al., 2010a)	35
Figura 33 – Componentes da velocidade de escoamento	36
Figura 34 – Secções estudadas ao longo do canal	37
Figura 35 – Malha de leituras ao longo de uma dada secção (retirada de Fernandes et al., 2010b)	38
Figura 36 – Comparação do perfil de velocidades obtido pelas expressões de velocidade média e através da medição da velocidade a 40% da altura de escoamento	39
Figura 37 – Esquematização da integração realizada para cálculo de caudal escoado em determinada secção	40
Figura 38 – Fluxograma com esquematização do processo para obtenção de regime uniforme	42
Figura 39 – Reservatório do “seeding”	43
Figura 40 – Esquema do alinhamento da alimentação do “seeding” com as sondas	44
Figura 41 – Perfis de velocidade com diferentes tipos de medições	45
Figura 42 – Ajustamento dos dados obtidos com o tubo de Pitot ao perfil logarítmico	52
Figura 43 – Perfis verticais das velocidades ao longo do canal	53
Figura 44 – Variação longitudinal dos caudais dos leitos de cheia para $h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$ em regime uniforme	55
Figura 45 – Perfis das velocidades em secção transversal, obtidos experimentalmente para várias secções ($h_r = 0,2$ em regime uniforme)	56
Figura 46 – Perfis das velocidades em secção transversal, obtidos experimentalmente para várias secções ($h_r = 0,1$ em regime uniforme)	56
Figura 47 – Perfis das tensões de arrastamento em secção transversal, obtidos experimentalmente para várias secções ($h_r = 0,2$ em regime uniforme)	58
Figura 48 – Perfis das tensões de arrastamento em secção transversal, obtidos experimentalmente para várias secções ($h_r = 0,1$ em regime uniforme)	58
Figura 49 – Comparação dos perfis de velocidades em secção transversal, obtidos experimentalmente na posição X7500 ($h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$ em regime uniforme)	59
Figura 50 – Rácio das velocidades médias do leito principal e leito de cheia pela velocidade média da secção total ($h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$)	61

Figura 51 – Rácio da velocidade média no leito principal pela velocidade média do leito de cheia, para $h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$	61
Figura 52 – Rácio dos caudais no leito principal e leito de cheia pelo caudal total, para $h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$	62
Figura 53 – Rácio do caudal do leito principal pelo caudal do leito de cheia, para $h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$	63
Figura 54 – Comparação dos perfis das tensões de arrastamento em secção transversal, obtidos experimentalmente na secção X7500 ($h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$ em regime uniforme)	64
Figura 55 – Comparação dos valores obtidos experimentalmente para tensões totais de atrito ($h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$), em relação aos valores teóricos	65
Figura 56 – Percentagem das forças de atrito actuantes nos leitos de cheia, para $h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$	67
Figura 57 – Variação das forças de atrito aparente verticais, para $h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$	68
Figura 58 – Tensão de Reynolds obtida experimentalmente para $h_r = 0,1$	69
Figura 59 – Tensão de Reynolds obtida experimentalmente para $h_r = 0,2$	69
Figura 60 – Tensões de Reynolds obtidas experimentalmente através das sondas UVP, para $h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$	70
Figura 61 – Variação longitudinal dos caudais dos leitos de cheia para $h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme	72
Figura 62 – Perfis das velocidades em secção transversal, obtidos experimentalmente em várias secções ($h_r = 0,2$ em regime não uniforme)	73
Figura 63 – Perfis das tensões de arrastamento em secção transversal, obtidos experimentalmente nas várias secções ($h_r = 0,2$ em regime não uniforme)	74
Figura 64 – Comparação dos perfis de velocidades em secção transversal, obtidos experimentalmente na posição X7500 ($h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme)	74
Figura 65 – Rácio das velocidades médias do leito principal e leito de cheia pela velocidade média da secção total ($h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme)	75
Figura 66 – Rácio da velocidade média no leito principal pela velocidade média do leito de cheia, para $h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme	76
Figura 67 – Rácio dos caudais no leito principal e leito de cheia pelo caudal total, para $h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme	76
Figura 68 – Rácio do caudal do leito principal pelo caudal do leito de cheia, para $h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme	77
Figura 69 – Comparação dos perfis das tensões de arrastamento em secção transversal, obtidos experimentalmente na secção X7500 ($h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme).....	78
Figura 70 – Comparação dos valores obtidos experimentalmente para tensões totais de atrito ($h_r = 0,2$ no regime uniforme e não uniforme), com valores teóricos	79
Figura 71 – Percentagem das forças de atrito actuantes nos leitos de cheia, para $h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme	79

Figura 72 – Variação das forças de atrito aparente verticais, para $h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme.....	80
Figura 73 – Tensões de Reynolds obtidas experimentalmente para $h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme.....	80
Figura 74 – Tensões de Reynolds obtidas experimentalmente através das sondas UVP, para $h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme	81
Figura 75 – Comparação dos valores de caudais obtidos experimentalmente para várias alturas relativas, com valores de modelação 1D	82
Figura 76 – Erro no cálculo dos caudais no leito principal.....	84
Figura 77 – Erro no cálculo dos caudais nos leitos de cheia.....	84
Figura 78 – Erro no cálculo dos caudais na secção total	84
Figura 79 – Esquematização dos perfis obtidos pela modelação 1D.....	85

1.Introdução

1.1.Objectivos e justificação

O estudo e compreensão dos fenómenos das cheias são bastante importantes para a segurança das populações e dos bens que se encontram em zonas ciclicamente inundáveis. Geralmente, a causa natural mais vulgar das cheias são as chuvas concentradas e prolongadas. Embora sejam de curta duração e de rara ocorrência, as situações de cheia são, frequentemente, responsáveis por erosões significativas, podendo ser pouco prejudiciais em casos de planície de inundação não habitadas, mas por outro lado, podem também ser a causa de destruição de construções, vias de comunicação e até de deposição indesejável de sedimentos de difícil remoção. Daí a extrema importância da simulação deste tipo de escoamentos, para se delimitar as referidas zonas inundáveis, para se elaborarem planos de emergência e para suporte de decisões que envolvam ordenamento do território.

Assim sendo, o âmbito deste estudo é aprofundar o conhecimento deste tipo de escoamentos de modo a servir de suporte à criação de mapas de inundação mais precisos. Neste contexto importa referir a recente aprovação no Parlamento Europeu (25 de Abril de 2007) da Directiva relativa à avaliação e gestão dos riscos de inundações (Directiva 2007/60/CE, 23 de Outubro de 2007). O principal objectivo desta directiva prende-se com a redução e gestão dos riscos ligados às inundações. Dessa forma, está prevista a execução de cartografia das áreas inundáveis em todas as zonas com risco significativo de inundação, a coordenação no interior de bacias hidrográficas comuns e a elaboração de planos de gestão dos riscos de inundação (Figura 1).

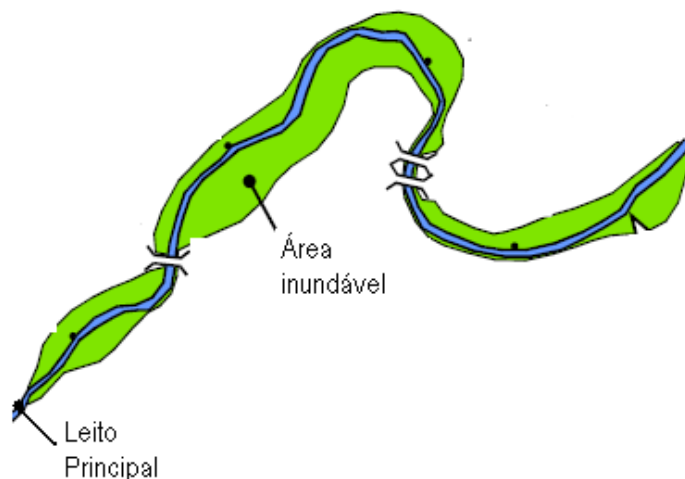


Figura 1 – Esquema do mapeamento de zonas inundáveis (adaptada de Proust, 2009)

A configuração típica dos rios apresenta leitos principal e leito de cheia (secção composta), sendo que a situação de cheia implica que o escoamento se faça não só pelo leito principal de um rio, mas também pelos terrenos adjacentes (leitos de cheia). Aquando da ocorrência destes fenómenos (Figura 2), as características do escoamento não se encontram bem definidas principalmente devido às zonas de interacção do escoamento mais lento nos leitos de cheia (LC) com o escoamento mais rápido no leito principal (LP).



Figura 2 – Exemplo de cheia (Rio Moselle, França)

A estimativa da capacidade de vazão de secções de rios com métodos simplificados unidimensionais (1D) conduz a resultados muitas vezes erróneos, em especial nos leitos de cheia. Esse facto deve-se à diferença de velocidades entre o leito principal e os leitos de cheia que origina transferência de massa e de quantidade de movimento entre essas subsecções. O escoamento pode, assim, apresentar grande variabilidade tridimensional, que pode pôr em causa o recurso à modelação 1D.

Esta dissertação pretende, através de caracterização experimental e da aplicação de modelos 1D, aprofundar o conhecimento dos mecanismos envolvidos no escoamento nestes canais bem como na interacção entre o escoamento do leito principal e nos leitos de cheia.

A componente experimental incluiu a realização de ensaios com respectiva recolha e tratamento de dados relativos às velocidades instantâneas, às alturas de escoamento, às tensões de arrastamento ou de atrito junto ao fundo e às tensões tangenciais nas zonas de interacção entre os escoamentos dos leitos (*i.e.* entre as subsecções). Para além disso, foram estudados escoamentos em regime uniforme com diferentes alturas e, posteriormente, foram analisados os efeitos causados pela instabilização dos caudais a montante (regime não uniforme).

A interacção entre o leito principal e os leitos de cheia foi caracterizada, avaliando-se a importância relativa dos efeitos da turbulência, das transferências de massa e de quantidade de movimento entre as subsecções.

O principal objectivo da presente dissertação prendeu-se com a caracterização do escoamento quando este se processa, simultaneamente, no leito principal e nos leitos de cheias. Para esse propósito estabeleceram-se os seguintes objectivos específicos:

- Verificação do comportamento do escoamento em situação de regime uniforme, para uma dada altura de água escoada (situação padrão).
- Caracterização do comportamento do escoamento, também em situação de regime uniforme, mas em função da variação da altura relativa de água.
- Caracterização do escoamento em condições de regime não uniforme, para averiguar a importância das transferências de massa entre os leitos principal e de cheias.
- Avaliação da performance de dois modelos 1D, usualmente utilizados na prática.

Saliente-se que o trabalho desenvolvido na presente dissertação se enquadrou no programa de trabalhos dos seguintes projectos de investigação financiados pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia:

- “Escoamentos pouco profundos: influência das transferências de massa devidas à difusão turbulenta” Cooperação Portugal/França Programa Pessoa 2009-2010 Proc. 441.00 França.
- “Medição e Modelação da Turbulência em Escoamentos em Canais com Secção Composta” PTDC/ECM/70652/2006.
- “Modelação experimental e matemática do escoamento em canais de secção composta” Bolsa de Doutoramento SFRH/BC/37839/2007.

Refira-se ainda que os resultados obtidos na presente dissertação permitiram a publicação do seguinte artigo:

- Fernandes, J.N., Pinto, D., Leal, J.B. e Cardoso, A.H. (2010). “Análise do escoamento em canais de secção composta. Caracterização experimental e modelação 1D”. *10º Congresso da Água*, Associação Portuguesa de Recursos Hídricos (APRH), Alvor, Portugal (editado em CD-Rom).

1.2.Estrutura da dissertação

Inicialmente, foi efectuada uma pesquisa bibliográfica com vista à compreensão dos conceitos e teorias que envolvem os escoamentos de superfície livre em canais de secção simples e composta. Assim sendo após o presente capítulo, onde se efectuou o enquadramento deste estudo para as situações reais do quotidiano com posterior descrição dos principais objectivos da dissertação, no capítulo 2, apresenta-se toda a base teórica do trabalho, nomeadamente conceitos e teorias que constituem todas as ferramentas necessárias para a interpretação e análise de resultados.

No capítulo 3, procede-se à descrição das instalações e equipamentos de medição utilizados no decorrer dos ensaios experimentais, bem como a caracterização do procedimento experimental e tratamento de dados desenvolvido em cada etapa.

No capítulo 4 apresentam-se, analisam-se e discutem-se os dados obtidos experimentalmente no âmbito da dissertação, tendo-se realizado comparações com estudos já existentes.

Finalmente, no capítulo 5 listam-se as principais conclusões retiradas no decorrer de todo o trabalho e apontam-se as diversas possibilidades de desenvolvimento da investigação efectuada.

2.Revisão bibliográfica

2.1.Características gerais dos escoamentos uniformes com superfície livre

2.1.1.Regime permanente, uniforme e não uniforme

Um escoamento permanente, ou em regime estacionário, caracteriza-se pelos valores dos seus parâmetros (altura de água, H , velocidade, u , e caudal, Q) se manterem constantes ao longo do tempo, t (*e.g.* Chow, 1959).

$$\frac{\partial H}{\partial t} = 0; \frac{\partial u}{\partial t} = 0; \frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

Na realidade, os escoamentos permanentes são mais a excepção do que a regra, mas na maioria dos casos de estudo com esta condição, obtêm-se bons resultados porque mesmo com pequenas flutuações de velocidade e de outras grandezas, os valores médios são praticamente constantes ao longo do tempo.

Para a situação de regime uniforme, a altura, a velocidade e o caudal também se mantêm aproximadamente constantes longitudinalmente, X (*e.g.* Chow, 1959).

$$\frac{\partial H}{\partial X} = 0; \frac{\partial u}{\partial X} = 0; \frac{\partial Q}{\partial X} = 0 \quad (2)$$

Na prática, o escoamento num canal (superfície livre) diz-se uniforme (ou em equilíbrio) quando a velocidade do líquido não varia de secção para secção e esta condição implica que a secção não varie ao longo do canal e consequentemente não se verifica variação no nível (altura) do escoamento, sendo este paralelo ao fundo canal, normalmente para declives muito ligeiros.

O escoamento permanente uniforme é o tipo de escoamento que permite a realização de um estudo mais simples, embora na prática ele não seja observado com a frequência que se poderia pensar. Esta uniformidade de condições, ao longo de um dado desenvolvimento de um canal, é apenas conseguida se não houver factores que provoquem a mudança de profundidade do escoamento, se não houver alteração da secção e se não se verificar uma variação da rugosidade dos contornos sólidos, o que na realidade se trata mais de uma excepção do que a regra.

Por outro lado, na realidade os escoamentos não uniformes e/ou variáveis são situações mais vulgares do que os escoamentos estritamente uniformes, especialmente em situações de canais curtos, porque é necessária uma extensão mínima para se estabelecer um regime uniformemente perfeito (Massey, 2002).

2.1.2. Escoamento lento

Uma outra classificação importante, no movimento de fluidos em canal aberto é o número de Froude (Fr)

$$Fr = \frac{u}{\sqrt{gR}} \quad (3)$$

em que u representa a velocidade média (m/s); g é a aceleração gravítica ($9,8 \text{ m/s}^2$) e R é o raio hidráulico (m), que por sua vez é igual a S/P , razão entre secção molhada (m^2) e perímetro molhado (m).

A expressão (3) representa a razão das forças de inércia com as forças de gravidade (por unidade de volume, numa dada secção e num dado instante). O escoamento é classificado como crítico quando este parâmetro é unitário; diz-se lento para $Fr < 1$ e é considerado rápido para $Fr > 1$. Contudo pode dizer-se que quando a velocidade do líquido é baixa, se podem observar pequenas perturbações no escoamento. Na maioria dos rios e canais aluvionares, os escoamentos são lentos (*e.g.* Cardoso, 1998).

2.1.3. Escoamento turbulento

De acordo com Massey (2002), o que distingue, um regime laminar de um regime turbulento é a relação entre forças viscosas e as forças de inércia, denominado por número de Reynolds (Re)

$$Re = \frac{uR}{\nu} \quad (4)$$

no qual R representa o raio hidráulico (m); u é a velocidade média (m/s) e ν representa a viscosidade cinemática (m^2/s). O valor da viscosidade cinemática, dado pelas expressões (5) e

(6) (cf. Cardoso, 1990) é calculado em função da temperatura da água, tendo-se considerado um valor médio próximo da temperatura ambiente ($T = 19,5^\circ\text{C}$).

$$\log_{10}(\nu) = \frac{1301}{998,333 + 8,1855 \times (T - 20) + 0,00585 \times (T - 20)^2} - 3,30283 \quad , T \leq 20^\circ\text{C} \quad (5)$$

$$\log_{10}\left(\frac{\nu}{\nu_{20}}\right) = \frac{1,327 \times (20 - T) - 0,001053 \times (T - 20)^2}{T + 105} \quad , T > 20^\circ\text{C} \quad (6)$$

O valor da viscosidade vem em unidades $10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$, e a temperatura em $^\circ\text{C}$, sendo que para o caso em estudo resultou um valor de $1,01 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

O valor crítico de número de Reynolds situa-se próximo de 2000 e é adimensional, considerando-se um escoamento em regime turbulento para valores superiores ao valor crítico. Já a situação inversa é denominada por escoamento em regime laminar. Para a situação do canal onde se realizaram os ensaios, resultaram valores bastante acima do valor crítico, porque na situação de escoamentos em canais as forças de inércia são, em geral, bastante superiores às forças viscosas.

Na prática, a turbulência está associada ao surgimento de estruturas no fluido onde as linhas de corrente assumem forma “espiral”, denominadas por turbilhões ou vórtices.

Nos escoamentos turbulentos, qualquer que seja o ponto ou direcção considerada, o valor da velocidade varia em torno de um valor médio (Figura 3), e assim sendo, diz-se que o escoamento turbulento é um movimento aleatório não organizado, sobreposto a um movimento médio (e.g. Nezu e Nakagawa, 1993).

Como tal, as componentes da velocidade em qualquer direcção, podem ser definidas por:

$$u = \bar{u} + u' \quad (7)$$

sendo, a componente da velocidade (u) constituída por uma parcela de valor médio no tempo (\bar{u}) e uma outra parcela denominada por flutuação (u'), que é o valor da oscilação em relação ao valor médio. A componente de flutuação fornece a informação das zonas de maior ou menor turbulência, através da definição da intensidade turbulenta ($\sqrt{u'^2}$). Este procedimento é também designado como decomposição de Reynolds, em homenagem ao físico britânico Osborne Reynolds que o definiu no final do século XIX (Nezu e Nakagawa, 1993).

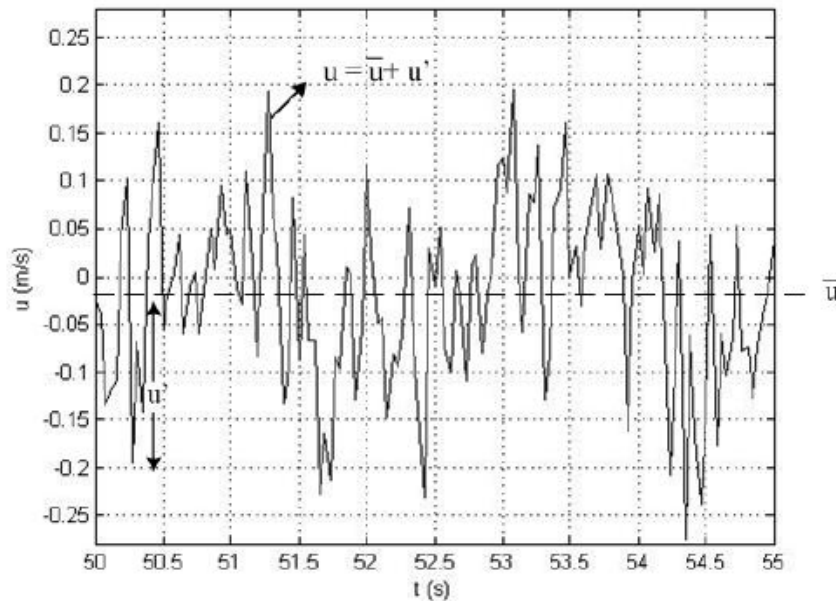


Figura 3 – Leitura da velocidade de um escoamento turbulento (retirada de Carvalho, 2008)

2.1.4. Desenvolvimento da camada limite

No escoamento de líquidos, existem duas características fundamentais. A primeira reside no facto de não haver descontinuidades na velocidade e a segunda é que sobre a superfície sólida (paredes laterais ou fundo do canal) a velocidade do fluido é nula, e como consequência destes factos, existe uma região junto destas superfícies, onde a velocidade do fluido aumenta rapidamente desde o zero (sobre a superfície), até à velocidade real do fluido na corrente principal.

O aumento do valor da velocidade com a maior proximidade à superfície, é um facto que demonstra a existência de um movimento relativo entre as partículas, sendo que no interior da camada limite, o gradiente de velocidade é acentuado (taxa de aumento da velocidade com o aumento da distância à superfície, representado na Figura 4).

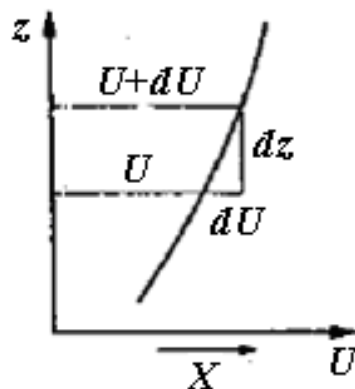


Figura 4 – Esquema do gradiente de velocidade (adaptada de Massey, 2002)

Assim sendo, um escoamento pode ser dividido em duas importantes regiões: a região interior, onde se verifica um maior gradiente de velocidade e zona exterior onde os gradientes de velocidade são pequenos e o efeito da viscosidade é desprezável (*e.g.* Nezu e Nakagawa, 1993).

Considerando um líquido, com uma velocidade U , paralela ao fundo do canal, esse valor de velocidade vai ser retardado junto ao fundo do canal à medida que o líquido se escoar no canal. Verifica-se que ao longo do escoamento a espessura da camada limite aumenta, sendo cada vez maior a extensão de fluido retardado (Figura 5).

Teoricamente, a montante do canal, o escoamento na porção inicial da camada limite, pode considerar-se laminar, mas à medida que se avança no canal, verifica-se o aumento da camada limite, até que o movimento laminar inicial, vai-se tornando instável, começando a apresentar algumas perturbações. Estas irregularidades, dão origem a turbulência e com isto, a espessura da camada limite cresce acentuadamente, no sentido do escoamento (região de transição). A jusante desta região, a camada limite é inteiramente turbulenta e esta continua a aumentar a sua espessura linearmente, com uma pressão uniforme ao longo do canal (*e.g.* Massey, 2002). Os movimentos aleatórios secundários, do escoamento turbulento, decaem nas imediações da superfície sólida, e como tal, entre esta e a camada limite turbulenta, desenvolve-se uma subcamada viscosa bastante delgada, onde se verifica um escoamento essencialmente laminar (*e.g.* Nezu e Nakagawa, 1993).

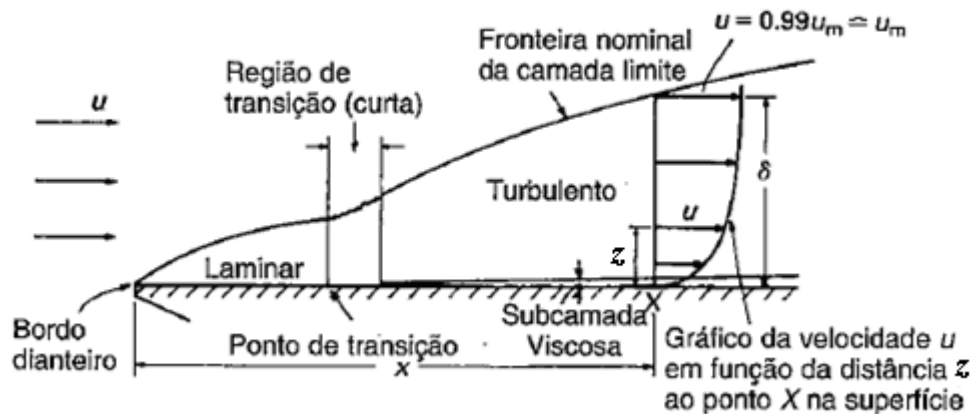


Figura 5 – Desenvolvimento da camada limite ao longo de uma superfície sólida (adaptada de Massey, 2002)

2.1.5. Perfil vertical de velocidades

Nos escoamentos turbulentos com superfície livre, o perfil vertical de velocidades, $u(z)$, apresenta uma forma logarítmica aproximada (Figura 6), onde normalmente são consideradas

duas regiões com características distintas. A região interior ou da parede ($z/H < \approx 0,2$), no qual a estrutura do escoamento está directamente relacionada com a tensão de arrastamento, τ_0 , e no caso de fronteiras rugosas, com o valor da respectiva rugosidade k_s , e por outro lado a região exterior ($z/H > \approx 0,2$), em que apenas indirectamente se faz sentir o efeito da influência da tensão de arrastamento, τ_0 . O ligeiro declive do canal é representado pelo parâmetro S_0 e a altura de água por H .

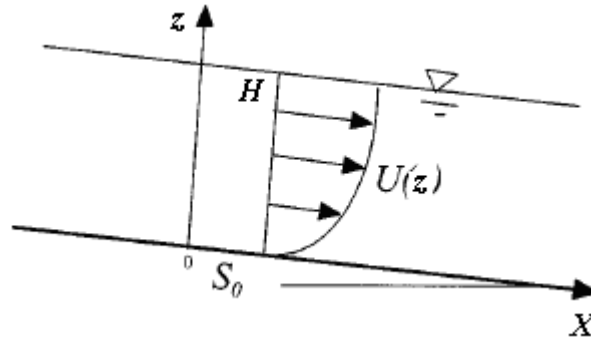


Figura 6 – Esquema do perfil vertical de velocidades num canal (adaptada de Nezu, 2005)

Por sua vez, a camada interior subdivide-se em 3 sub-regiões: a referida subcamada viscosa, a subcamada de transição e a subcamada turbulenta, mas no âmbito deste trabalho apenas se tem em consideração a existência da subcamada viscosa (δ'), na região interior, cuja espessura é dada pela seguinte expressão (e.g. Nezu e Nakagawa, 1993):

$$\delta' = \frac{11,6\nu}{u_*} \quad (8)$$

em que u_* expressa a velocidade de atrito junto o fundo do canal (m/s), podendo ser obtida por várias formas:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad (9)$$

$$u_* = \sqrt{g.R.S_0} \quad (10)$$

onde τ_0 é a tensão de arrastamento (Pa ou N/m²); ρ representa a massa volúmica da água (1000 kg/m³) e S_0 o declive do canal (m/m).

Ou então através da lei logarítmica válida na região interior para escoamentos turbulentos,

$$U^+ = \frac{1}{\kappa} \ln(z^+) + A \quad (11)$$

em que $U^+ = u/u_*$; $z^+ = z.u_*/\nu$; κ é a constante universal de von Kármán, igual a 0,41 e A é uma constante aditiva universal que toma o valor de 5,3 para escoamentos turbulentos lisos em superfície livre (*e.g.* Nezu e Nakagawa, 1993). A expressão (11) é em rigor aplicável à camada logarítmica que se situa na região interior entre $z^+ > 26$ e $z/H < \approx 0,2$. Para averiguar se a fronteira é hidraulicamente lisa, recorre-se à seguinte condição (*e.g.* Nezu e Nakagawa, 1993):

$$k_s^+ = \frac{k_s . u_*}{\nu} < \approx 5 \quad (12)$$

em que k_s é a rugosidade absoluta (*i.e.* a altura das rugosidades da fronteira fixa (m)).

Desenvolvendo a expressão das velocidades, válida para a região interior (11), de acordo com as propriedades do logaritmo, pode-se obter:

$$u = \frac{u_*}{\kappa} \ln(z) + \frac{u_*}{\kappa} \ln\left(\frac{u_*}{\nu}\right) + u_* A \quad (13)$$

Considerando uma regressão linear, cuja expressão geral é do tipo $u = a \ln(z) + b$, obtém-se:

$$a = \frac{u_*}{\kappa} \quad (14)$$

$$b = \frac{u_*}{\kappa} \ln\left(\frac{u_*}{\nu}\right) + u_* A \quad (15)$$

2.1.6.Distribuição das tensões tangenciais em escoamentos uniformes

O valor da tensão tangencial na direcção do escoamento (τ), à distância z do fundo pode se obtido através do equilíbrio de forças que actuam nessa direcção, num determinado volume ABCD, de espessura unitária, tal como se apresenta na Figura 7. As forças actuantes são as seguintes:

- Resultantes das pressões hidrostáticas nas faces AB e CD, que como têm valores iguais e sentidos opostos, se anulam.
- Quantidades de movimento nas faces AB e CD, que por sua vez apresentam uma variação nula.
- Resultante das tensões tangenciais que actuam na face BC.
- Componente W_x do peso do volume considerado, na direcção do escoamento.

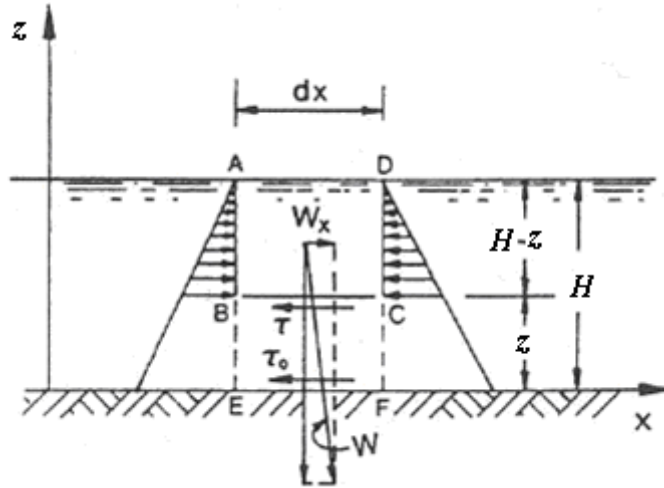


Figura 7 – Esquema de forças aplicadas num elemento de fluido (adaptada de Cardoso, 1998)

Assim sendo, do referido equilíbrio de forças, resulta que:

$$WJ - \tau dx = 0 \quad (16)$$

$$\tau = \gamma(H - z)J = \gamma hJ \left(1 - \frac{z}{H}\right) \quad (17)$$

onde J representa a perda de carga unitária, que em canais pouco inclinados é aproximadamente igual ao declive da linha de energia ($W_x = W \sin \theta = WJ$); θ é o ângulo que o plano de fundo faz com o plano horizontal; dX é uma distância genérica (m); γ é o peso volúmico da água (9800 N/m^3) e τ é uma tensão tangencial na direcção do escoamento (Pa).

De acordo com a expressão (17) pode-se observar que a tensão tangencial aumenta linearmente com a distância à superfície, anulando-se à superfície e atingindo o valor máximo junto ao fundo do canal.

A tensão tangencial no fundo (τ_0), é normalmente designada por tensão de arrastamento, e apresenta a seguinte forma,

$$\tau_0 = \gamma H J \quad (18)$$

em que H pode ser substituído pelo raio hidráulico R (m) e J é substituído pelo declive do canal S_0 (m/m).

Nos escoamentos turbulentos uniformes e bidimensionais, a tensão tangencial, τ , num ponto à distância z do fundo, resulta da soma de duas componentes:

$$\tau = \tau_l + \tau_t \quad (19)$$

sendo, τ_l a tensão tangencial devida à viscosidade dinâmica, μ , e é dada pela seguinte expressão

$$\tau_l = \mu \frac{du}{dz} \quad (20)$$

em que du/dz é o gradiente de velocidade à distância z do fundo. Já a componente τ_t é a tensão tangencial devida às flutuações turbulentas da velocidade, também designada por tensão de Reynolds, e resulta de

$$\tau_t = -\rho \overline{u'v'} \quad (21)$$

em que $\overline{u'v'}$ é a média temporal do produto $u'v'$, no qual ambas são componentes de flutuação da velocidade, mas uma na direcção do escoamento e a outra na direcção vertical, respectivamente. Em termos de velocidade média pontual, a componente τ_l pode ser aproximada por (cf. Nezu, 2005)

$$\tau_l = \rho l^2 \left(\frac{du}{dz} \right)^2 \quad (22)$$

sendo l o comprimento de mistura definido por Prandtl.

Apesar de não se conhecer a lei de variação deste comprimento em função da distância ao fundo z , está porém definido, que na proximidade das fronteiras sólidas, é válida a expressão (e.g. Nezu e Nakagawa, 1993)

$$l = \kappa \cdot z \quad (23)$$

em que κ representa a constante de von Kármán.

No caso de escoamentos turbulentos bidimensionais em canais de superfície livre, as variações de τ_l e τ_t com a distância ao fundo z , podem ser esquematizadas da forma como se apresenta na Figura 8,

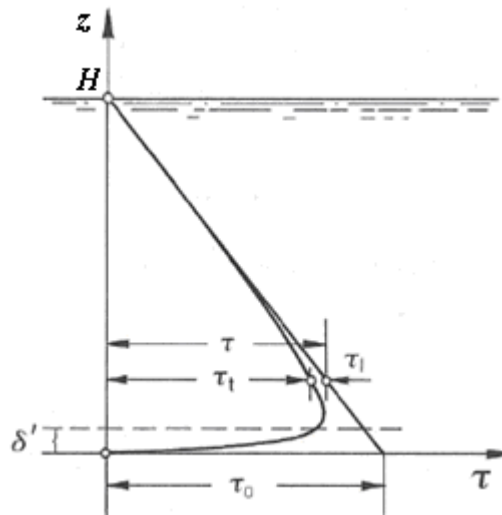


Figura 8 – Variação das tensões de corte com a profundidade do escoamento (adaptada de Cardoso, 1998)

na qual se podem retirar as seguintes informações:

- Para valores de z acima de δ' (espessura da subcamada viscosa), a tensão tangencial total (τ), é praticamente igual à tensão tangencial de origem turbulenta (τ_t), sendo desprezável a restante componente;
- Para valores de z inferiores a δ' , na subcamada viscosa, a tensão tangencial total é praticamente igual a τ_t , sendo praticamente desprezável a restante componente.

Assim sendo, o escoamento na região $\delta' < z < H$ pode ser considerado praticamente independente da viscosidade, ao contrário da região $k_s < z < \delta'$ onde prevalece o efeito da viscosidade sendo válida a expressão de τ_l (20).

A expressão (19), pode assim dividir-se em

$$\tau = \tau_l = \mu \frac{du}{dz}, \text{ com } \tau_l \text{ para } z < \delta' \quad (24)$$

que é a expressão analítica de um escoamento laminar, ou então,

$$\tau = \tau_t = \rho l^2 \left(\frac{du}{dz} \right)^2, \text{ com } \tau_t \text{ para } z > \delta' \quad (25)$$

que traduz a expressão para escoamentos turbulentos totalmente desenvolvidos (*e.g.* Cardoso, 1998).

2.2.Descrição do escoamento em canais de secção composta

O estudo de cheias em rios implica a necessidade de quantificar os níveis atingidos pela água, a distribuição de caudais, as velocidades em determinados locais ou a geração de mapas de inundação. Na maioria dos casos o mais útil para estes estudos é o cálculo da curva de vazão, apresentando-se a relação entre o caudal que se escoar em determinado troço do rio e a altura do escoamento em regime uniforme. Na situação de estudo (Figura 9), a altura de escoamento é representada pela altura relativa (h_r) que é um parâmetro adimensional e que define a relação entre a altura de escoamento nos leitos de cheia ($h = H - h'$) e altura total de escoamento no leito principal (H).

$$h_r = \frac{H - h'}{H} \quad (26)$$

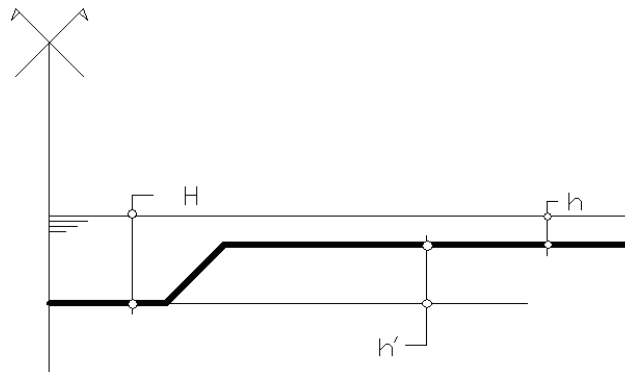


Figura 9 – Diferentes alturas de escoamento num canal de secção composta

Desde a fórmula desenvolvida por Antoine de Chézy no século XVIII, entretanto melhorada, que o cálculo dos níveis atingidos pela água no escoamento em canais simples é feito de forma precisa (Myers, 1978). Isto não acontece em canais de secção composta, em parte devido ao gradiente de velocidade que se verifica entre o escoamento no leito principal (mais rápido) e no(s) leito(s) de cheias (mais lento), onde a altura de escoamento é mais baixa e, geralmente, a rugosidade relativa é superior. Este gradiente de velocidade gera uma camada de mistura na interface entre os leitos provocando uma estrutura turbulenta, conforme se apresenta na Figura 10.

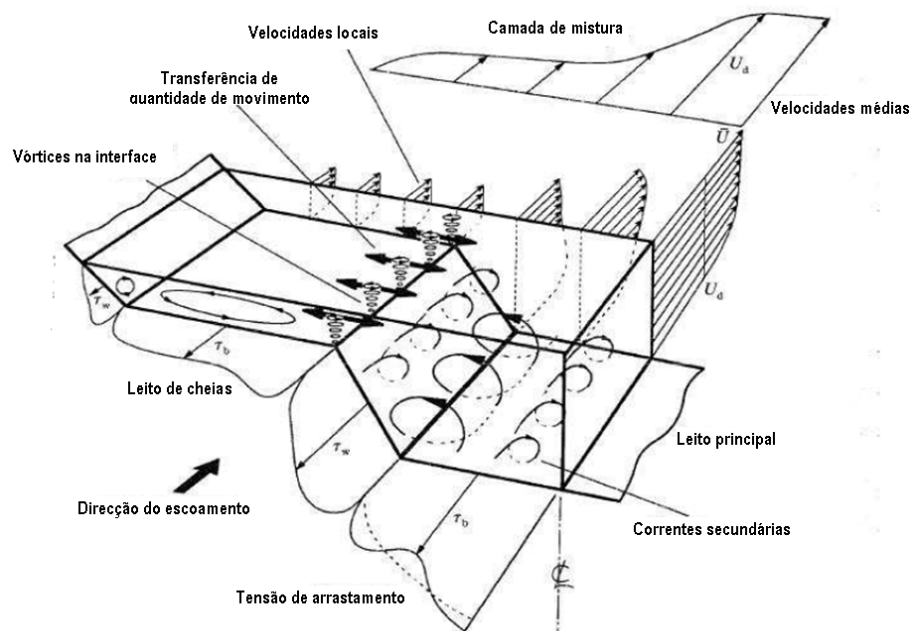


Figura 10 – Estrutura turbulenta de um escoamento em secção composta (adaptada de Shiono e Knight, 1991)

Nesta figura destacam-se dois tipos de vórtices: vórtices de larga escala e de eixo vertical (Figura 11), gerados pelo diferencial de velocidades entre os leitos, que provocam uma transferência de quantidade de movimento e consequentemente alterações nas distribuições das velocidades (Nezu e Nakagawa, 1993).

Por outro lado, também é possível verificar a existência de vários vórtices, com geometria helicoidal e eixo horizontal, que se desenvolvem longitudinalmente e que são denominados por correntes secundárias. Estas correntes são resultado da anisotropia da turbulência e de forças centrífugas geradas no escoamento, sendo na prática, estruturas difíceis de caracterizar porque são complexas e variam com o tempo (Nezu, 1994).

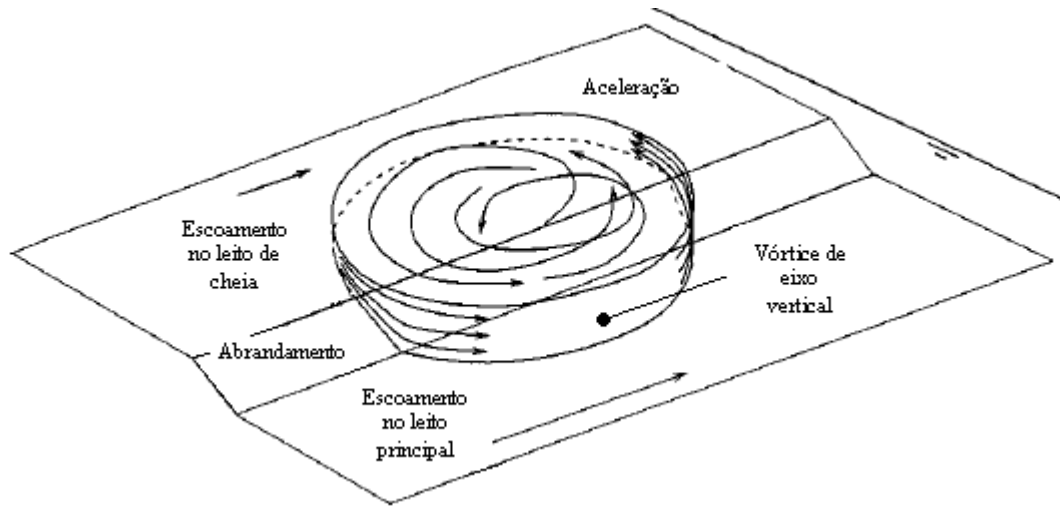


Figura 11 – Esquematização dos vórtices de eixo vertical verificados nas interfaces (adaptada de Prooijen *et al.*, 2005)

Na Figura 12, está representado um fluxograma que mostra a relação entre os fenómenos desenvolvidos pelo escoamento no leito principal e pelas correntes secundárias. Ambos desempenham um papel importante no desenvolvimento do escoamento. O escoamento no leito principal tem grande importância nas tensões tangenciais que se geram entre os leitos, nas tensões de Reynolds que se geram no fundo da fronteira fixa, no controlo dos caudais em situação de cheia e na capacidade de transporte de sedimentos, etc.

Por outro lado, as correntes secundárias têm maior importância nos fenómenos associados às direcções transversais ao escoamento principal, como por exemplo, na forte interacção entre velocidades maiores no leito principal e velocidades menores nos leitos de cheia porque as referidas tensões tangenciais, distribuem-se longitudinalmente entre os leitos devido à existência destes fenómenos secundários. Para além disso, as variações que se verificam, transversalmente, nas tensões de fundo, são também resultado das referidas correntes secundárias desenvolvidas ao longo do escoamento. Esta variação afecta as intensidades turbulentas existentes no escoamento, que por sua vez se vão dissipando até à turbulência gerada pelas rugosidades das fronteiras fixas (Nezu, 1994).

Como resultado desta situação, a existência de vários tipos de transferências de massa e de quantidade movimento, assim como transporte de sedimentos, tornam o escoamento em canais de secção composta numa estrutura global tridimensional com alguma complexidade.

De notar que, da interacção entre os escoamentos no leito principal e nos leitos de cheia e da diferença de velocidades entre essas subsecções, resulta uma redução global da capacidade de vazão, em relação a uma secção simples com igual área (*cf.* Bousmar e Zech, 1999).

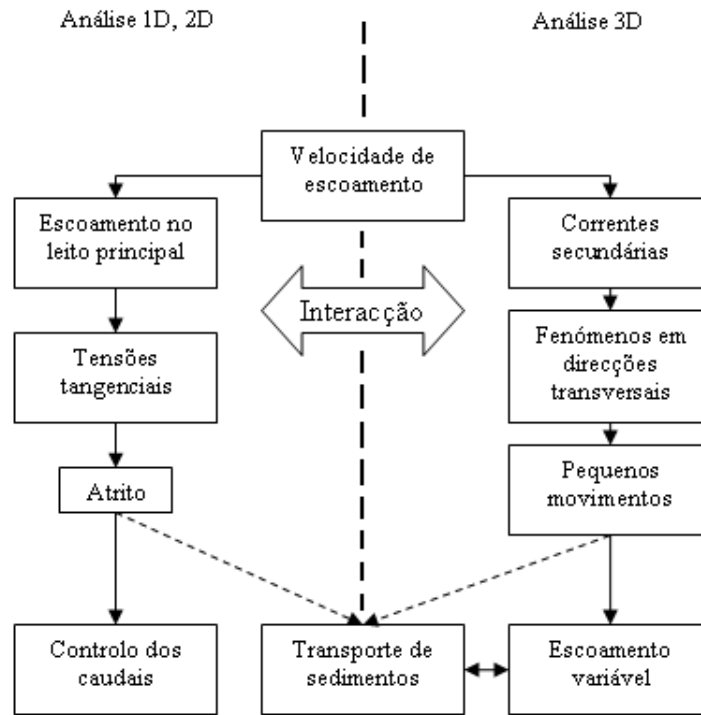


Figura 12 – Fluxograma da relação do escoamento no leito principal com as correntes secundárias (adaptada de Nezu, 1994)

Na Figura 13, encontram-se esquematizadas em planta, perfis tipo de velocidades de um hipotético escoamento em secção composta, semelhante ao canal em estudo, em que a posição A, corresponde à situação verificada a montante do canal, com fornecimento diferencial e independente de caudais no leito principal ao centro e leitos de cheia nos cantos (Bousmar *et al.*, 2005).

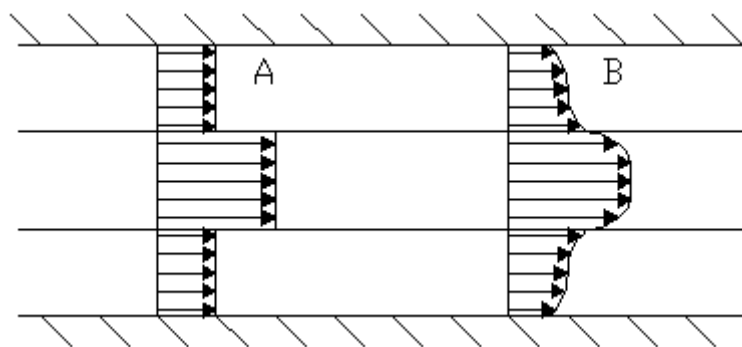


Figura 13 – Desenvolvimento da camada de mistura

A posição B, representa a situação em que se nota o ligeiro efeito das paredes laterais e uma tendência para a uniformização entre as maiores velocidades, verificadas no leito principal e as menores velocidades nos leitos de cheia, fenómeno denominado por desenvolvimento da camada de mistura (*mixing layer* na designação inglesa). Situações idênticas são geradas em zonas de confluência de rios (*e.g.* Prooijen e Uijttewaal, 2002).

2.3. Modelação unidimensional

O método mais simples para a estimativa das relações entre caudais e alturas de escoamentos uniformes, denominado por Método do Canal Único (*Single Channel Method* na designação inglesa), consiste em considerar a secção como um todo e aplicar uma expressão de resistência ao escoamento, como a fórmula de Manning-Strickler, a essa secção. O cálculo do caudal associado a uma dada altura de água é, assim, efectuado de forma conjunta para o leito principal e o(s) leito(s) de cheia, assumindo um coeficiente de rugosidade global (*e.g.* Chow, 1959).

$$Q = K_s R^{2/3} S S_0^{1/2} \quad (27)$$

Na expressão anterior, Q representa o caudal escoado (m^3/s); K_s é o coeficiente de rugosidade de Strickler ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$).

Neste contexto, importa referir que a aplicação da equação de Manning-Strickler está restrita a canais com a distribuição quase uniforme das velocidades em determinada secção, situação que não ocorre em canais de secção composta onde a velocidade no leito principal é superior à dos leitos de cheia. Para além disso, neste método verifica-se um erro aquando da passagem do escoamento apenas no leito principal, para a situação de cheia (escoamento no leito principal e nos leitos de cheia), onde se pode constatar que existe uma diminuição do caudal quando o escoamento passa a realizar-se também nos leitos de cheia, o que na prática é impossível (Figura 14). Isto deve-se ao facto de haver um aumento brusco do valor do perímetro molhado, o que analiticamente, pelo Método do Canal Único (MCU) corresponde erradamente a um decréscimo total do caudal (*e.g.* Chow, 1959).

O Método da Divisão do Canal, MDC (*Divided Channel Method* na designação inglesa) parte do método anterior, mas considera a divisão entre as subsecções de um canal de secção composta em subsecções, *i.e.* leito principal e leito(s) de cheia, sendo o caudal total igual à soma dos caudais das várias subsecções. Este método utiliza o MCU em cada subsecção para a qual se assume o respectivo coeficiente de resistência ao escoamento (*e.g.* Chow, 1959).

$$Q = \sum_i Q_i = \sum_i K_i R_i^{2/3} S_i S_0^{1/2} \quad (28)$$

Na expressão anterior, o índice i indica a cada subsecção i .

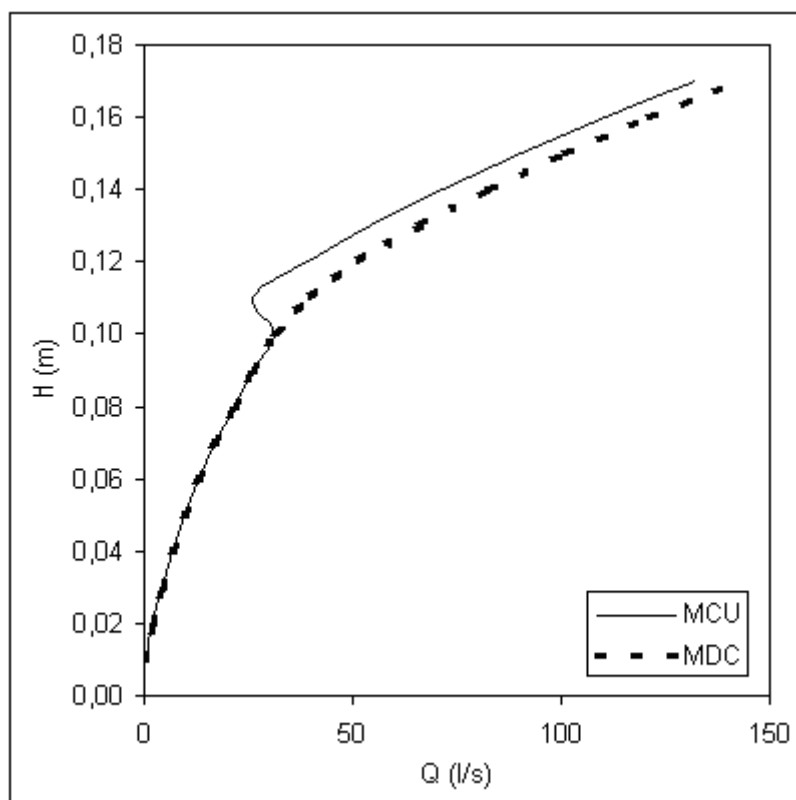


Figura 14 – Valores para Método de Canal Único (MCU) e Método da Divisão do Canal (MDC)

A divisão entre as subsecções pode ser, conforme se exemplifica na Figura 15, vertical (a), diagonal (b) ou horizontal (c).

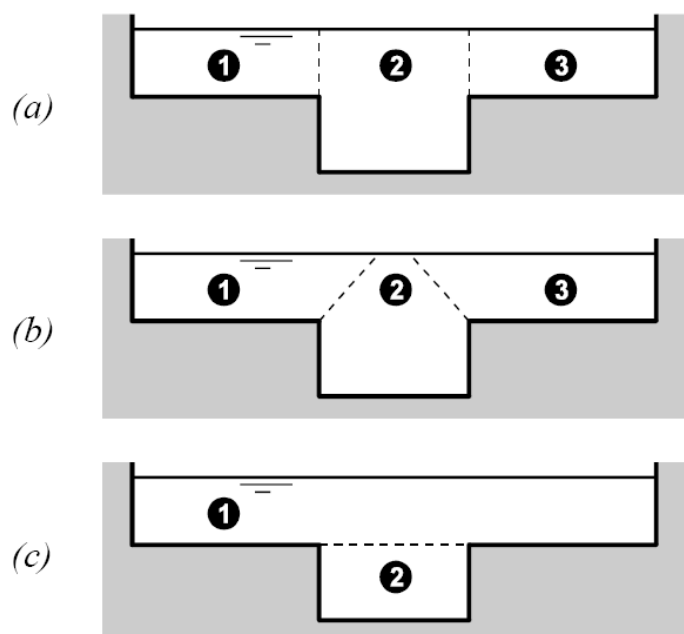


Figura 15 – Divisões possíveis para o método da divisão do canal (retirada de Bousmar, 2002)

A escolha mais prática e fácil de implementar em modelos numéricos é a separação vertical (Figura 15a). A título de exemplo, o programa HEC-RAS, um dos programas mais utilizado no cálculo de alturas de escoamentos em rios, utiliza o MDC assumindo uma separação vertical entre as subsecções.

De acordo com Sellin (1964), citado em Bousmar (2002), o MDC sobrestima o caudal num canal de secção composta devido à não integração do efeito da diferença de velocidades entre o leito principal e os leitos de cheia. De facto, foi em Sellin (1964) que ficou demonstrada a existência dos vórtices de eixo vertical localizados na interface, provocados pela diferença de velocidade entre as subsecções.

Como resultado global a capacidade de transporte no leito principal diminui e nos leitos de cheia aumenta, provocando uma redução da capacidade de transporte global comparativamente à situação hipotética da modelação 1D sem qualquer interacção entre os escoamentos dos leitos (Fernandes *et al.*, 2010b). Outros métodos 1D podem ser encontrados na literatura. Uma análise à sua eficiência pode ser encontrada em Yang *et al.* (2007).

3.Instalação experimental, equipamentos de medição e caracterização dos ensaios realizados

3.1.Introdução

Nesta secção do texto é feita uma descrição da instalação experimental, do equipamento de medição de velocidades utilizado nos ensaios e do procedimento experimental realizado. No âmbito da caracterização experimental foram efectuados ensaios num canal de secção composta instalado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil – Canal Veiga da Cunha (CVC).

A instalação experimental permitiu simular situações de cheia em rios, nas quais o leito principal fica totalmente preenchido, passando o escoamento a efectuar-se também nos leitos de cheia, ou seja, adquirindo uma configuração de secção composta. Para além da instalação, descreve-se também o processo de medição e de integração das velocidades do escoamento para a caracterização do mesmo.

3.2.Instalação experimental

A instalação experimental é constituída por um circuito fechado com dois reservatórios, sistema de bombagem, sistema de seccionamento, sistema de leitura de caudais, sistema de comportas e um canal com fundo em argamassa de cimento alisado, ao longo do qual serão realizados os estudos, como se pode verificar no breve esquema da Figura 16. No Anexo, encontra-se um esquema do canal em planta e corte longitudinal, com respectiva legendagem. O canal tem 2 m de largura e 10 m de comprimento. A geometria do leito principal é trapezoidal, com 0,4 m de largura do rasto e 0,10 m de altura; os leitos de cheias têm 0,7 m de largura (Figura 17). As margens do leito principal apresentam um ângulo de 45° e o declive longitudinal médio deste é de $1,10 \times 10^{-3}$ m/m. O declive longitudinal médio dos leitos de cheia apresenta um valor de $1,17 \times 10^{-3}$ m/m.

Por forma a estabilizar o escoamento e a reduzir a transferência de massa entre as subsecções à entrada, as adaptações deste canal seguiram as recomendações reportadas em Bousmar *et al.* (2005). Nomeadamente, no que respeita à colocação de uma contracção à entrada e à separação da alimentação a montante entre as subsecções. A referida contracção à entrada do canal foi efectuada em 2 fases: uma primeira fase com a colocação de tijolos cerâmicos

furados na zona de abastecimento dos canais de cheia (ver Figura 18), para não só se direccionar inicialmente o escoamento, mas também para criar uma zona tipo reservatório.

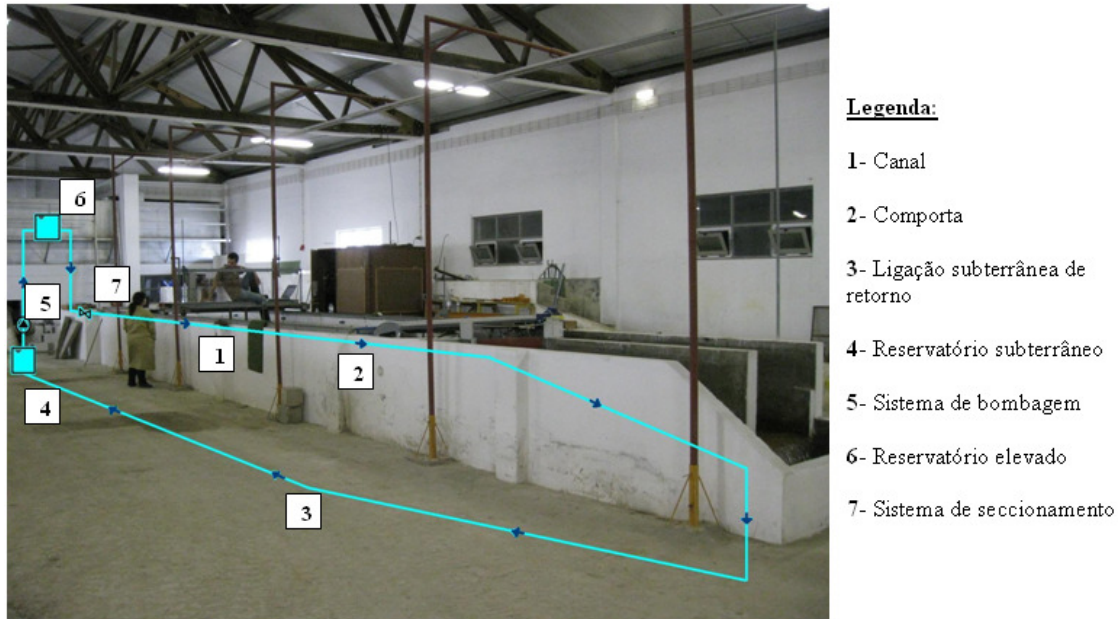


Figura 16 – Esquematização do circuito fechado da instalação experimental

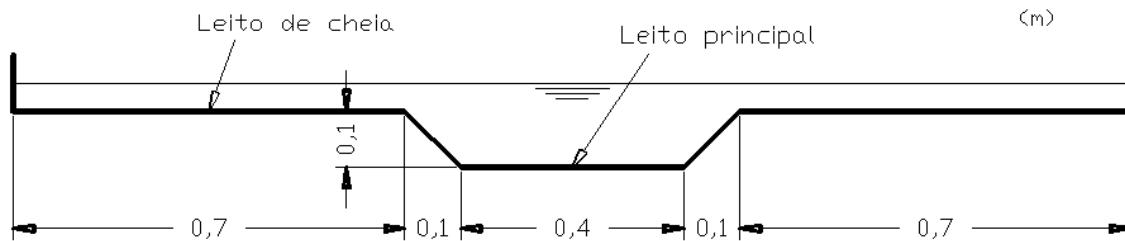


Figura 17 – Dimensões da secção do canal experimental

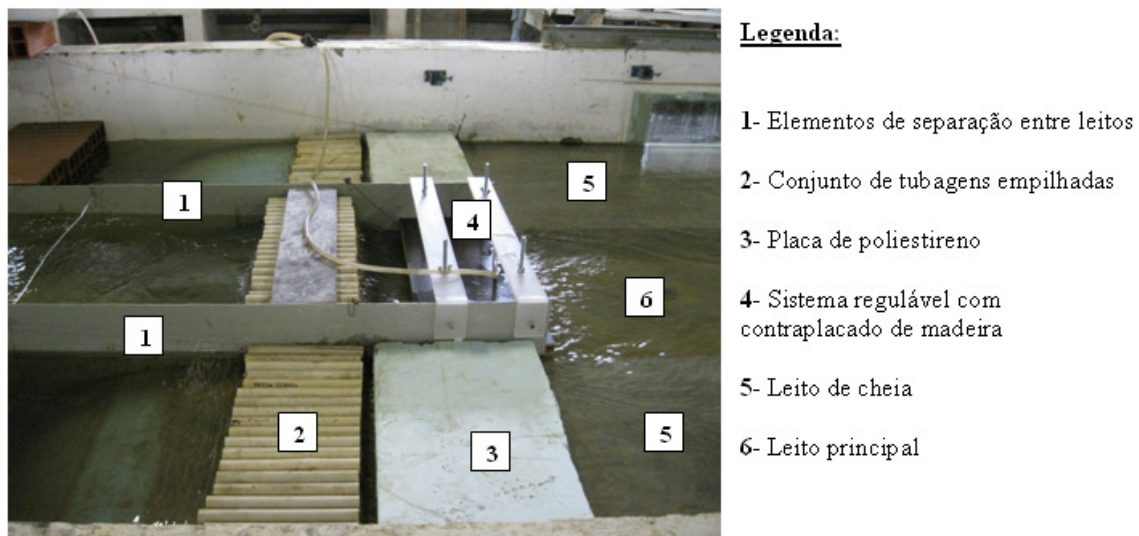


Figura 18 – Elementos utilizados a montante do canal de acordo com as recomendações definidas em Bousmar *et al.* (2005)

Posteriormente colocaram-se um conjunto de tubagens empilhadas (Figura 18) para um reforço do direccionamento do escoamento, sendo que esta contracção provoca uma perda de carga, com alguma relevância, introduzindo um substancial aumento do nível da água a montante das tubagens, com um respectivo aumento da velocidade a jusante das mesmas, criando um ressalto hidráulico que afoga ainda dentro da zona em que os leitos estão separados.

Colocaram-se ainda, placas de poliestireno nos leitos de cheia e um sistema regulável com um contraplacado de madeira no leito principal (nesta zona verificam-se as maiores variações dos níveis de água, para os diferentes casos de estudo), para atenuar as flutuações e as ondas criadas pelo ressalto (estabilização da superfície livre).

Em relação à separação da alimentação entre subsecções (leito principal e leitos de cheia), a tubagem proveniente do reservatório que abastece graviticamente o canal, apresenta uma divisão tipo “forquilha” para 2 tubagens independentes, sendo ambas seccionadas por válvulas de seccionamento (mantendo os caudais aproximadamente constantes nos valores pretendidos) e controladas por caudalímetros, para se saber os respectivos caudais nos diversos leitos.

O posicionamento dos instrumentos de medição ao longo do canal, tanto na direcção do escoamento, como na direcção transversal ao mesmo, foi efectuado através de uma plataforma móvel assente em calhas devidamente identificadas com uma escala ao longo de todo o desenvolvimento do canal. Na plataforma existe ainda uma fita métrica acoplada que possibilita verificar os vários posicionamentos das medições na direcção transversal.

Os movimentos na plataforma, na direcção transversal, são realizados através de um suporte regulável e as leituras das alturas do escoamento foram efectuadas com recurso a um hidrómetro de ponta amovível, que permite uma precisão de 0,1 mm (nónio acoplado).

Para se ter um regime uniforme no canal é necessário ter as mesmas alturas de escoamento, não só a montante e jusante do canal, mas também ao longo do mesmo. Para isso, recorre-se à leitura dos níveis de água em duas secções, uma situada a jusante e outra a montante, através de tubagens ligadas ao fundo do canal nas referidas posições (Figura 19), que têm instalado hidrómetros.

Posteriormente, recorre-se a uma tabela que converte níveis de água na tubagem, em níveis de água no canal, com base numa linha de referência (cota zero definida previamente).

O ajustamento do nível da superfície livre no canal foi efectuado através de três comportas planas, localizadas a jusante do canal em cada um dos leitos. No leito principal a comporta é basculante de eixo horizontal, com a possibilidade de ser regulada pelo exterior do canal, mesmo existindo escoamento. Por sua vez, as comportas dos leitos de cheia apenas se movem

no sentido ascendente ou descendente e têm que ser reguladas antes de iniciar o escoamento (Figura 20).



Figura 19 – Conjunto: Hidrómetro + Tubagem ligada ao fundo do canal



Figura 20 – Conjunto de comportas existentes a jusante do canal

3.3.Equipamento de medição

3.3.1.Medidores electromagnéticos de caudal (caudalímetros)

Os medidores electromagnéticos de caudal, ou caudalímetros, são utilizados para medir os caudais introduzidos a montante do canal e apresentam uma precisão de 0,1 l/s. A quantidade de água que é introduzida no sistema, proveniente do reservatório elevado, é controlada por válvulas de seccionamento (Figura 21).

**Legenda:**

- 1- Caudalímetro
- 2- Válvula de seccionamento
- 3- Tubagem de abastecimento

Figura 21 – Conjunto: Válvulas de seccionamento + Caudalímetros

Os caudalímetros possuem tabelas de ajustamento de valores, para se saber a correspondência do valor do caudal de cálculo ou de referência (Q_0) que entra no canal, porque na prática apresenta uma diferença mínima em relação ao valor de leitura (Q). Como tal, os caudais de cálculo foram sujeitos a ligeira correcção, segundo expressões de calibração fornecidas pelo fabricante.

Para o caudalímetro do leito principal, a relação de calibração era

$$Q_0 = 0,9982Q - 0,04 \quad (29)$$

sendo Q_0 o caudal de referência ou de cálculo (l/s), e Q o caudal de leitura (l/s), que na realidade se traduz nas seguintes parcelas:

$$\begin{aligned} 0 \leq Q \leq 8 &\Rightarrow Q_0 = Q \\ 9 \leq Q \leq 93 &\Rightarrow Q_0 = Q - 0,1 \\ 0 \leq Q \leq 8 &\Rightarrow Q_0 = Q - 0,2 \end{aligned}$$

Para o caudalímetro dos leitos de cheia, a relação de calibração era:

$$Q_0 = 0,99532Q \quad (30)$$

que se traduz nas seguintes parcelas:

$$0 \leq Q \leq 10 \Rightarrow Q_0 = Q$$

$$11 \leq Q \leq 32 \Rightarrow Q_0 = Q - 0,1$$

$$33 \leq Q \leq 53 \Rightarrow Q_0 = Q - 0,2$$

$$54 \leq Q \leq 74 \Rightarrow Q_0 = Q - 0,3$$

$$75 \leq Q \leq 96 \Rightarrow Q_0 = Q - 0,4$$

$$97 \leq Q \leq 100 \Rightarrow Q_0 = Q - 0,5$$

3.3.2. Tubo de Pitot

O tubo de Pitot (ver Figura 22) é um instrumento bastante utilizado em experiências laboratoriais onde se pretende medir a velocidade do escoamento.

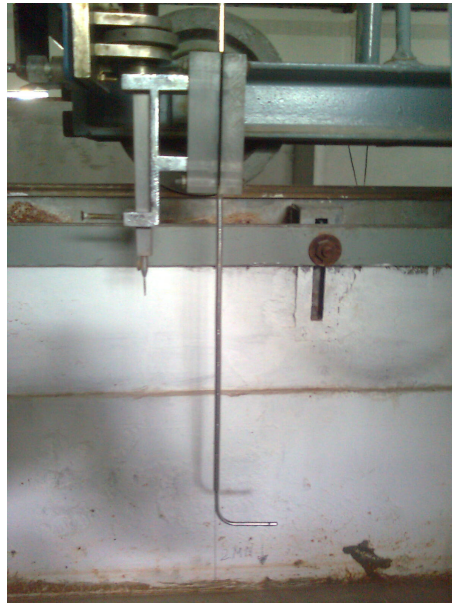


Figura 22 – Tubo de Pitot

A sua utilização é recomendada por Boiten (2000) para velocidades ligeiramente elevadas ($u \geq 1$ m/s), porque os valores de velocidade são obtidos a partir da diferença de cotas da superfície de líquido atingidas em dois tubos, que traduz a altura cinética, $u^2/2g$, dada pela diferença entre a carga hidráulica, $H = (p/\gamma) + z + (u^2/2g)$, medida no tubo interior, e a cota piezométrica, $h = (p/\gamma) + z$, medida no tubo exterior (Figura 23), através da seguinte expressão geral:

$$u = \sqrt{2g(H - h)} \quad (31)$$

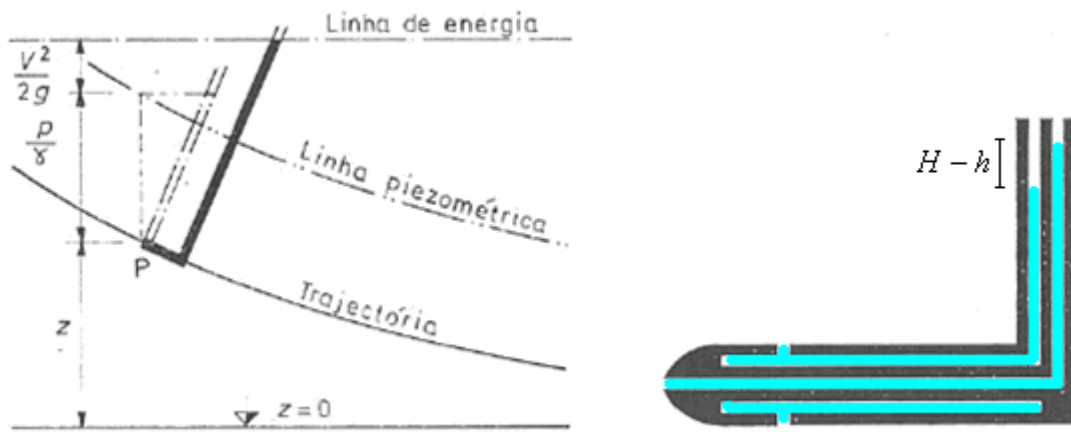


Figura 23 – Representação esquemática de um tubo de Pitot (adaptada de Massey, 2002)

Na prática, em situações de velocidades de escoamento baixas, a medição precisa da diferença $H - h$ é difícil. No entanto, nas experiências realizadas, o tubo de Pitot, cujas especificações técnicas constam no Quadro 1, encontrava-se ligado a um transdutor diferencial de pressão (ver Figura 24), cujo o esquema com respectivas especificações técnicas constam na Figura 25, em que diferenças mínimas de pressão são detectadas com precisão, permitindo assim fazer leituras de $H - h$ correspondentes a velocidades relativamente baixas ($u \geq 0,10$ m/s).

Quadro 1 – Características do tubo de Pitot

Fornecedor	U.S. Bureau of Reclamation
Modelo	Backflushing Pitot Tube
Dimensão vertical	650 mm
Dimensão horizontal	55 mm
Diâmetro exterior	3,2 mm

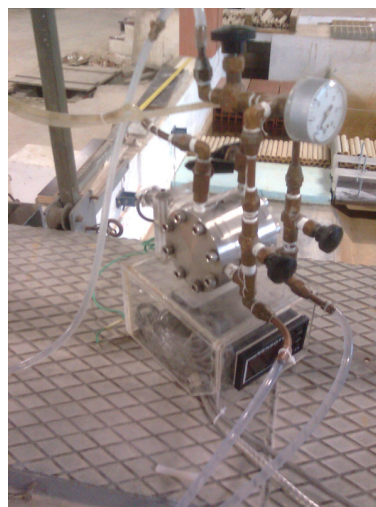
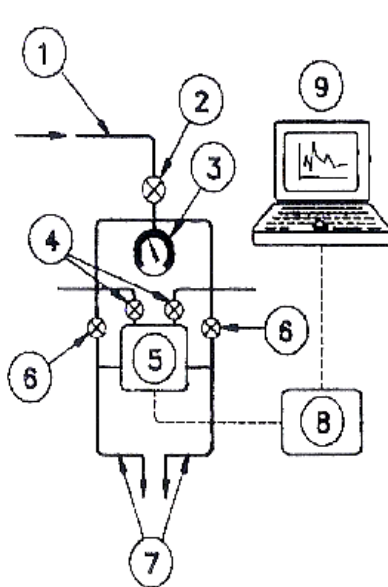


Figura 24 – Captor diferencial de pressões

O captor ou transdutor diferencial de pressões estava ligado a um condicionador de sinal (Spider8) que permite a aquisição contínua do sinal eléctrico (voltagem) para um computador, onde posteriormente são tratados todos os dados recolhidos.

A ligação entre o tubo de Pitot e o captor diferencial de pressões foi feita através de tubos de borracha flexíveis, o que dá origem a uma atenuação das altas frequências da componente de flutuação da velocidade, melhorando a precisão da leitura (Cardoso, 1990).

LEGENDA



- 1 – Tubo em que se escoa água proveniente do reservatório de contrapressão.
- 2 – Válvula de agulha para regulação da pressão do escoamento.
- 3 – Manómetro.
- 4 – Válvula para purga do ar aprisionado no transdutor diferencial de pressão.
- 5 – Transdutor diferencial de pressão (SENSOTEC Z/882-09 ZD; $\Delta p_{\text{máx}}=3$ psid).
- 6 – Válvula de agulha para regulação da caudal escoado através dos orifícios do tubo de Pitot.
- 7 – Tubos de ligação aos orifícios do tubo de Pitot.
- 8 – Alimentação de corrente e condicionador de sinal (SENSOTEC GM).
- 9 – Computador portátil (processador 80486, funcionando a 33MHz).

Figura 25 – Esquematização do conjunto: tubo de Pitot + captor diferencial de pressão + computador (retirada de Matos, 1999)

A calibração deste sistema é feita recolhendo vários valores de voltagem correspondentes à imposição de diversas diferenças de pressão, conseguidas através do estabelecimento de diferentes níveis de água em dois reservatórios interligados (ver Figura 26), especialmente construídos para o efeito.

A resposta do transdutor é linear, o que significa que quando os dois reservatórios têm o mesmo nível de água, a leitura indica a voltagem correspondente ao zero da expressão. Para diferentes níveis de água entre os dois reservatórios obtém-se um conjunto de pontos (Voltagem vs. $H - h$) que permite estabelecer, através da aplicação de uma regressão linear, a recta de calibração, cuja qualidade é verificada com base no coeficiente de determinação, R^2 , que deve ser o mais próximo do valor unitário. Na Figura 27, apresenta-se um exemplo de uma curva de calibração obtida com o procedimento referido anteriormente.



Figura 26 – Reservatórios para calibração do tubo de Pitot

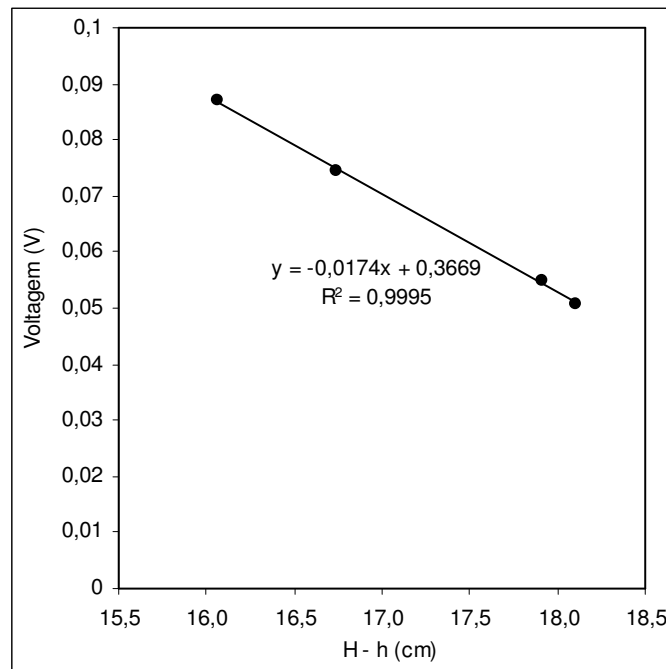


Figura 27 – Exemplo de curva de calibração do captor diferencial de pressões

De referir, que todo o processo de calibração/medição com o tubo de Pitot é delicado, não podendo haver movimentações bruscas ou qualquer tipo de movimento no sistema aquando das leituras, dada a sua elevada precisão de medição para pressões muito baixas. A existência de ar dentro do sistema também afecta o resultado das leituras, daí resulta a necessidade da passagem de água ao longo de todo o sistema, purgando-se o ar antes do início de cada calibração. Para além disso, de modo a garantir bons resultados e devido à grande sensibilidade do tubo de Pitot procedeu-se à calibração do dispositivo sempre que se iniciava uma nova sessão de medições, de dia para dia e também se procedeu à actualização constante

de cada “zero”, quando a mudança de posição da medição implicou uma alteração significativa da posição das tubagens.

Para a realização dos perfis das tensões de arrastamento (τ_0), recorreu-se às curvas de Patel (Figura 28), nas quais, através das velocidades obtidas junto ao fundo do canal medidas com o tubo de Pitot (a 1,6 mm do fundo correspondente a metade do diâmetro do tubo de Pitot), se consegue obter os valores das respectivas tensões no fundo. Para tal, calculando o parâmetro

$$x^* = \log_{10} \left(\frac{\Delta P d^2}{4 \rho v^2} \right) \quad (32)$$

em que $\Delta p = H - h$ é a diferença de pressão medida no tubo de Pitot (Pa) e o parâmetro d é o diâmetro do Pitot (m). Posteriormente procede-se ao enquadramento deste mesmo valor (x^*) num intervalo de valores, para se escolher a expressão na qual se calcula um novo parâmetro (y^*),

$$0 < x^* < 1,5 \quad \Rightarrow \quad y^* = 0,5x^* + 0,037 \quad (33)$$

$$1,5 < x^* < 3,5 \quad \Rightarrow \quad y^* = 0,8287 - 0,181x^* + 0,1437x^{*2} - 0,006x^{*3} \quad (34)$$

$$3,5 < x^* < 5,3 \quad \Rightarrow \quad x^* = y^* + 2 \log_{10}(1,95y^* + 4,1) \quad (35)$$

em que $d^+ = \frac{u_* d}{\nu}$ é o diâmetro adimensional do tubo de Pitot. Assim sendo, é possível obter-se as referidas tensões de arrastamento (τ_0) através da seguinte expressão,

$$y^* = \log_{10} \left(\frac{\tau_0 d^2}{4 \rho v^2} \right) \quad (36)$$

Saliente-se que o procedimento descrito é, em rigor, válido para situações em que o gradiente de pressões está entre determinados valores que são representados pelos limites apresentados nas Eqs. (33) a (35). Apesar de os resultados do presente estudo se encontrarem dentro daqueles intervalos e de se terem adoptado as respectivas curvas de Patel, é conveniente ter em conta que as mesmas foram deduzidas a partir de medições bidimensionais, pelo que na zona das interfaces entre o leito principal e os leitos de cheia poderão existir efeitos tridimensionais que alterem os valores daqueles intervalos e curvas.

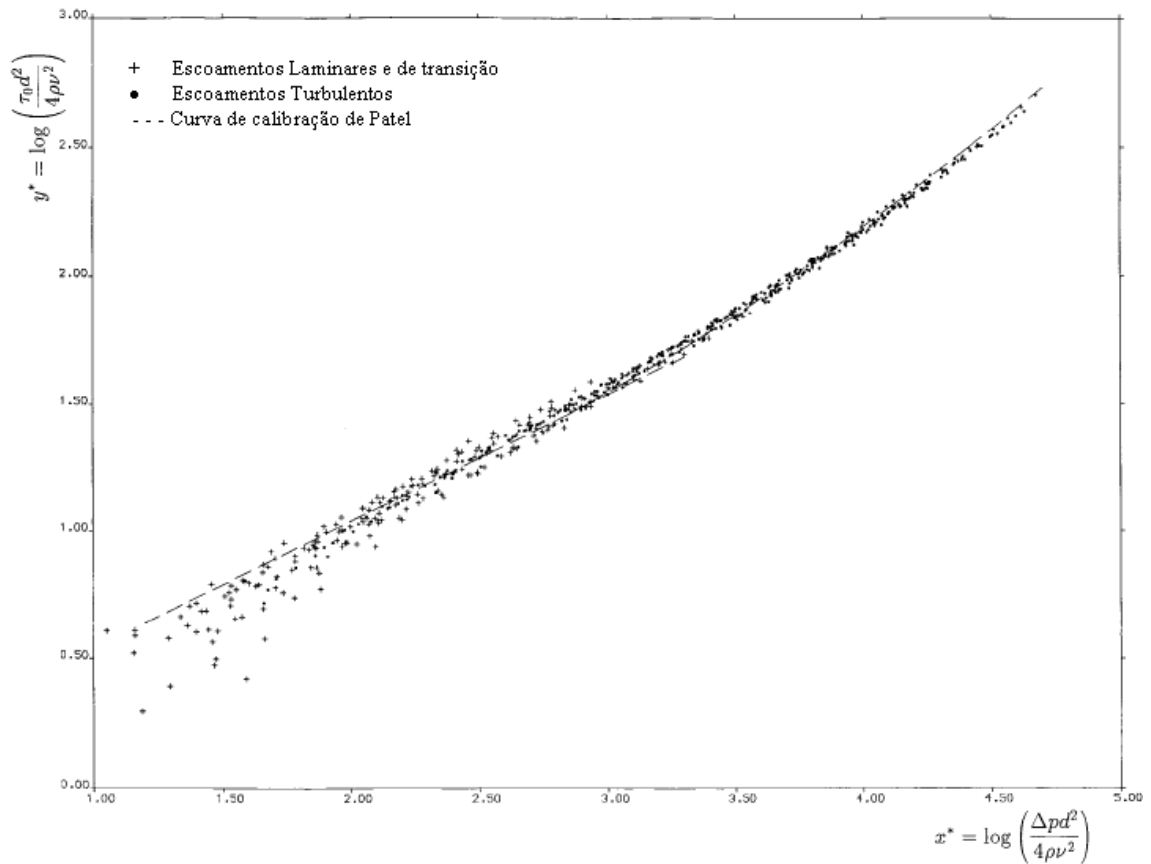


Figura 28 – Valores obtidos experimentalmente para situações de regime laminar, turbulento e de transição e curva de calibração de Patel (retirada de Rhodes e New, 2000)

3.3.3. Sondas ultra-sónicas (UVP)

No que diz respeito à medição das velocidades instantâneas, utilizaram-se sondas ultra-sónicas UVP, “Ultrasound Velocity Profiler” na designação inglesa (ver Figura 29), com diâmetro de 5 mm.



Figura 29 – Sonda ultra-sónica UVP

O uso de sondas ultra-sónicas UVP para o estudo de escoamentos turbulentos em superfície livre é recente e ainda não muito comum (Kantoush *et al.*, 2008), mas apesar disso têm apresentado resultados bastante razoáveis.

Este tipo de equipamento de medição compreende duas componentes principais: uma composta pelos transdutores (Figura 29), que emitem o sinal ultra sónico (feixe de leitura) e recebem o eco (funcionamento dual, emissor/receptor) proveniente da intercepção do referido feixe emitido, com as partículas existentes no fluido escoado; e outra componente que é responsável pela recepção, tratamento e transmissão da informação adquirida pelos transdutores, constituída pela unidade UVP-DUO (Figura 30), que é bastante versátil, uma vez que pode ser usado em vários líquidos ao longo de uma vasta gama de configurações de escoamento (MET FLOW, 2002).



Figura 30 – Unidade UVP-DUO

Na prática, o sistema UVP mede o tempo que o feixe de leitura demora a ser reflectido e sabendo a velocidade do eco, traduz a distância e a velocidade das partículas do escoamento. Uma descrição mais detalhada desta técnica pode ser consultada, por exemplo, em Takeda (1995). Na Figura 31, encontra-se uma ilustração do referido feixe de leitura, com respectiva escala gráfica do sistema UVP, com frequência de 4 MHz e respectivos parâmetros principais e características necessárias para se efectuar cada leitura (parâmetros 1 a 7 são escolhidos pelo utilizador).

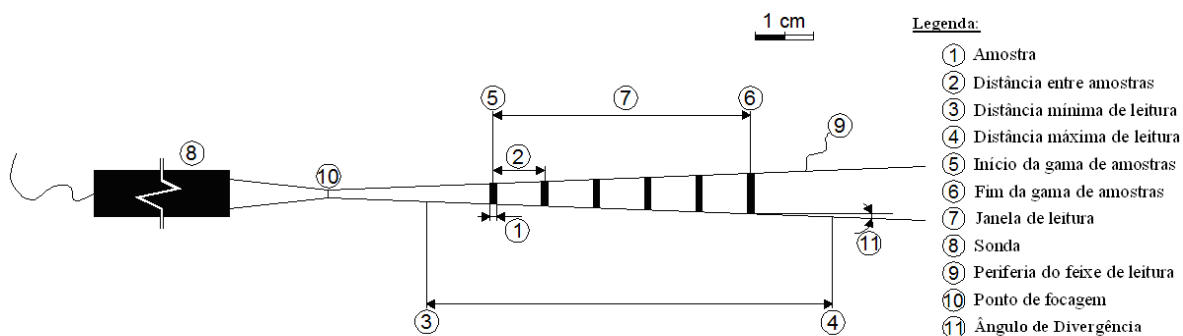


Figura 31 – Representação esquemática do feixe de leitura emitido pelas sondas UVP (adaptada de Fernandes *et al.*, 2010a)

Cada feixe emitido é constituído por várias “amostras de leitura” e, inicialmente, têm o mesmo diâmetro da sonda, mas posteriormente estreita até ao ponto de focagem (aproximadamente 16,9 mm da face posterior sonda, ver ponto 10 na Figura 31). Depois do ponto de foco, o feixe torna-se cada vez mais amplo, com um ângulo de divergência de aproximadamente $2,2^\circ$ (para 4 MHz). A gama de amostragem apresenta uma geometria cónica planar, o número e volume de cada amostra são definidos pelo utilizador (pontos 7 e 1 da Figura 31), assim como a abertura do feixe, em função da amplitude escolhida (ponto 11 da Figura 31). Assim sendo, a velocidade medida é a média das velocidades das partículas, em cada um desses volumes de cada “janela de leitura” (Fernandes *et al.*, 2010a).

Apesar da técnica UVP ter sido desenvolvida para medições 1D, os resultados obtidos para medições 2D são também bastante razoáveis (Takeda, 1995, Takeda e Kikura, 2002, Kantoush *et al.*, 2008), não só na obtenção das várias componentes da velocidade, como também das respectivas tensões tangenciais.

Durante os ensaios, realizaram-se medições com diferentes posicionamentos das sondas, em função do tipo de estudo a realizar ou em função da precisão dos valores a obter (Figura 32).

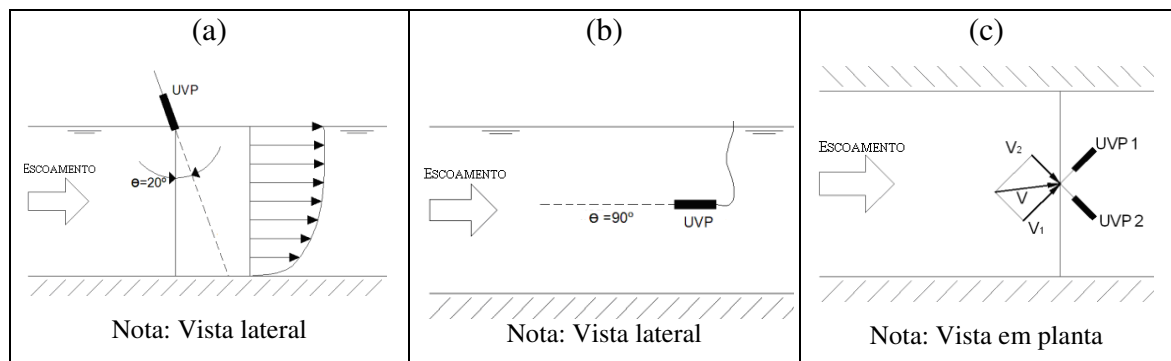


Figura 32 – Diversos posicionamentos possíveis das sondas UVP (adaptada de Fernandes *et al.*, 2010a)

Colocando a sonda com uma ligeira inclinação ($\theta = 20^\circ$) em relação à posição vertical (Figura 32a), obtém-se com apenas uma leitura o perfil completo das velocidades. Porém, esta configuração tem a desvantagem de se ter maior número de reflexões oriundas das fronteiras sólidas (*i.e.* leito do canal), devido à posição de leitura ser na direcção do fundo do canal. Assim sendo, quanto maior a inclinação em relação à vertical (θ), melhor será a qualidade das leituras.

O posicionamento mais frequente foi a colocação das sondas na posição horizontal, na direcção do escoamento, paralelamente ao leito (Figura 32b), no qual se tem a vantagem de obter valores mais precisos, não só por desta forma se “receber” um maior número de reflexão de partículas do escoamento, mas também porque as reflexões nas fronteiras sólidas são

reduzidas significativamente. Porém, desta forma é necessário realizar várias leituras, ao longo de uma posição vertical, para se obter um perfil vertical completo de velocidades. Para medições junto ao fundo do canal, foi necessária a utilização do tubo de Pitot, devido ao diâmetro das sondas (5 mm) não permitir uma leitura imediatamente junto à superfície do fundo do canal.

Finalmente, também se utilizaram 2 sondas em simultâneo, com posição cruzada, na direcção do escoamento, paralelamente ao leito (Figura 32c), e desta forma existe a possibilidade de se obter mais do que uma componente da velocidade (Figura 33); uma na direcção longitudinal (u) e outra na direcção transversal (v), permitindo o cálculo das tensões tangenciais, τ_{xy} (tensões de Reynolds), assim como a averiguação das intensidades turbulentas. Este posicionamento tem como desvantagem, uma maior quantidade de parâmetros a ajustar na sua configuração inicial, nomeadamente as amplitudes entre as sondas e a posição de cruzamento que tem que ser introduzida previamente.



Figura 33 – Componentes da velocidade de escoamento

De notar também, que depois de todas medições realizadas com as sondas UVP os valores são sujeitos a um filtro para eliminação de pontos espúrios (procedimento proposto por Goring e Nikora, 2002) através de um algoritmo programado em MatLab, que analisa o “andamento” da série de valores.

3.4. Caracterização dos ensaios realizados

Num âmbito geral, o presente estudo teve em consideração a influência da variação dos níveis de escoamento em regime uniforme, para situação de cheia, tanto para a evolução dos perfis de velocidade (tubo de Pitot), como para a evolução dos perfis de tensões no fundo do canal

(tubo de Pitot) e finalmente tensões de Reynolds (sondas UVP), para averiguação de eventuais transferências de massa ou quantidade de movimento, em regime não uniforme.

Para esta análise, realizou-se o estudo de 3 secções ao longo do canal (Figura 34), sendo uma mais a montante, nomeadamente a 3 m do início do canal (X3000) e as outras 2 secções, mais próximas entre si, em posições mais a jusante do canal, sendo uma a 6 m do início do canal (X6000) e a última a 7,5 m do início do canal (X7500). A razão destes posicionamentos específicos, tem como principal objectivo a verificação da evolução dos fenómenos que possam existir ao longo do canal. A proximidade dos 2 últimos perfis serve para verificar se há ou não estagnação desses mesmos fenómenos a partir de determinada posição no canal, tendendo para valores constantes.

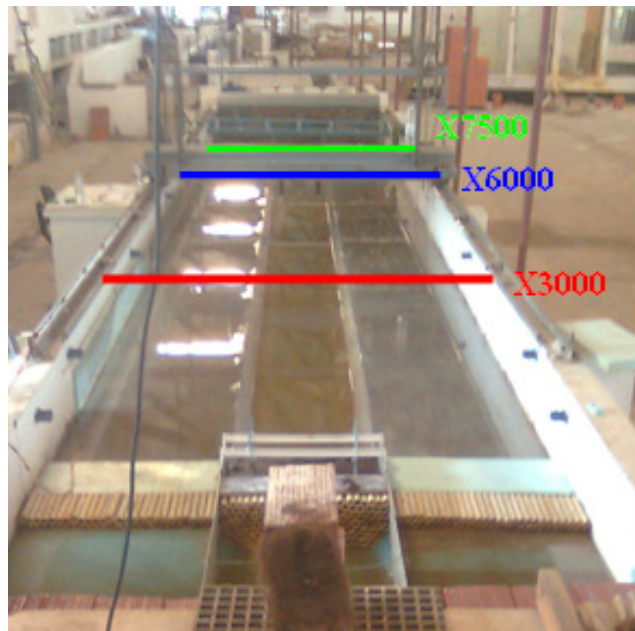


Figura 34 – Secções estudadas ao longo do canal

Na situação de regime uniforme, tal como foi referido anteriormente, os valores de altura de água, caudais e velocidades são aproximadamente constantes ao longo de todo o canal, na direcção longitudinal. Para este regime de escoamento, foram estudadas duas situações distintas, nomeadamente, com variação dos níveis escoados. Escolheu-se uma situação padrão para todo o estudo, no presente caso $h_r = 0,2$, que corresponde a uma altura de água de 0,125 m, no leito principal, com os seguintes caudais imputados a montante: 41,2 l/s no leito principal e 11,2 l/s nos leitos de cheia. A outra situação de estudo foi $h_r = 0,1$, com uma altura de água no leito principal de 0,112 m e com os seguintes caudais imputados: 34,5 l/s no leito principal e 3,2 l/s nos leitos de cheia.

Por outro lado, foi também estudada a situação de escoamento em regime não uniforme, no qual se destabilizaram os caudais introduzidos a montante, incrementando o caudal nos leitos de cheia (+ 20% do valor imputado nos leitos de cheia para $h_r = 0,2$ em regime uniforme) e reduzindo o caudal no leito principal (restante valor para o total imputado na situação padrão). Na prática, esta imposição vai promover as transferências de massa de fluido entre leitos, alterando, consequentemente, a estrutura turbulenta nas imediações das zonas de interface entre os leitos. Nesta situação, as condições de estudo foram as seguintes: no que diz respeito a caudais, foram introduzidos 40,1 l/s no leito principal e 13,3 l/s nos leitos de cheia; e em relação aos níveis, que neste caso já não são iguais ao longo do canal, apresentam alturas de água no leito principal de $H = 0,1266$ m (X3000), $H = 0,1253$ m (X6000) e finalmente $H = 0,1252$ m (X7500).

3.5.Procedimento experimental utilizado

3.5.1. Malha de medição e procedimento de integração das velocidades

Todo o estudo referente às velocidades do escoamento foi feito com base em valores medidos em 45 posições verticais e em 5 ou 6 pontos por vertical, nos leitos de cheias e no leito principal, respectivamente, tal como se apresenta no seguinte esquema (Figura 35).

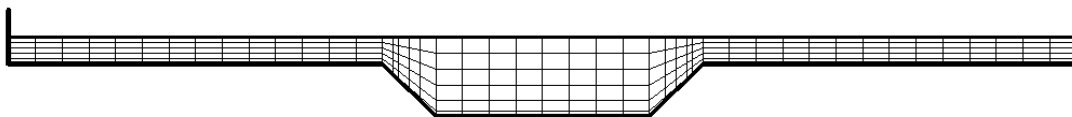


Figura 35 – Malha de leituras ao longo de uma dada secção (retirada de Fernandes *et al.*, 2010b)

As posições verticais tinham espaçamentos entre si de 0,05 m, excepto nas zonas de maior importância, nomeadamente junto às paredes laterais e nas zonas de interface entre os leitos, com espaçamentos menores (entre 0,01 m e 0,03 m) para se obter uma maior resolução nos resultados. Esta mesma situação verificou-se também para o estudo dos perfis verticais de velocidade ao longo do canal, nos quais se procedeu a medição de mais pontos, nas posições mais “críticas”, que neste caso correspondem a posições mais próximas do fundo do canal (*i.e.* na zona interior do escoamento, $z/H < \approx 0,2$).

A partir das velocidades medidas nos 5 ou 6 pontos em cada vertical calculou-se a velocidade média em profundidade mediante as seguintes equações.

$$u_{LC}^{med} = (7,5 \times u_{10\%} + 15 \times u_{20\%} + 20 \times u_{40\%} + 20 \times u_{60\%} + 30 \times u_{80\%}) / 100 \quad (37)$$

$$u_{LP}^{med} = (2,5 \times u_{fundo} + 10 \times u_{10\%} + 15 \times u_{20\%} + 20 \times u_{40\%} + 20 \times u_{60\%} + 30 \times u_{80\%}) / 100 \quad (38)$$

em que u_{fundo} representa velocidade medida com o tubo de Pitot junto ao fundo, a uma altura de 1,6 mm (metade do diâmetro do tubo de Pitot); $u_{\# \%}$ a velocidade medida a uma altura correspondente a $\# \%$ da altura de escoamento; u_{lc}^{med} a velocidade média no leito de cheias e u_{lp}^{med} velocidade média no leito principal.

As expressões (37) e (38) foram calibradas no âmbito do presente estudo recorrendo a medições de perfis verticais de velocidades com 18 pontos. Para esses perfis calculou-se a velocidade média e comparou-se com várias equações assumindo que apenas se conheciam os valores da velocidade em 5 ou 6 pontos. Os melhores resultados foram os obtidos com as equações apresentadas.

De notar, que os valores das velocidades médias em profundidade, de cada vertical, obtidas pelas expressões anteriores são bastante próximos das velocidades de medidas a 40% da altura de escoamento (u_{40}), como se pode observar nos perfis transversais de velocidades apresentados na Figura 36. Em zonas de maior importância para esta situação (zona das interfaces), não é recomendável recorrer a esta aproximação que só é válida para escoamentos bidimensionais em canais largos, $b/H > 5$ (e.g. Cardoso, 1998).

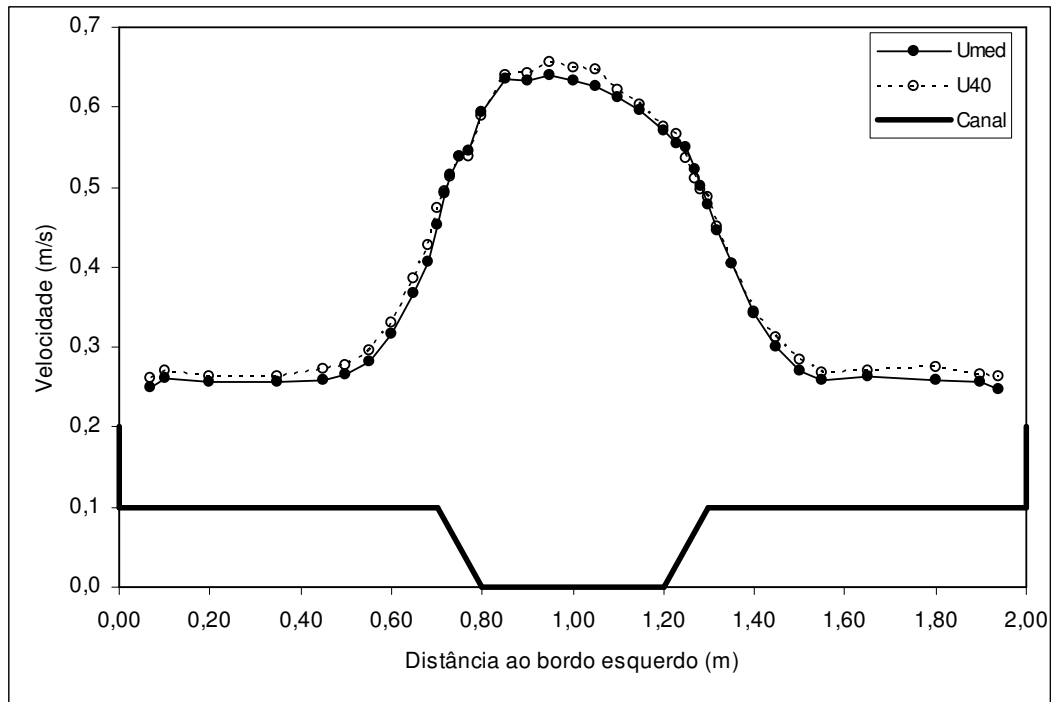


Figura 36 – Comparação do perfil de velocidades obtido pelas expressões de velocidade média e através da medição da velocidade a 40% da altura de escoamento

Em relação à integração das velocidades médias, obtidas para cada posição ao longo de cada secção transversal, esta baseou-se no princípio de que um dado sistema respeita a lei de conservação da matéria (ou continuidade), consistindo no facto de num dado sistema não haver criação nem destruição de matéria, o que significa que a massa de fluido (meio contínuo) que entra num volume fixo é igual à massa de fluido que sai desse mesmo volume. Tome-se um comprimento δs do canal, suficientemente pequeno, em que a variação ΔS da área da secção recta seja desprezável, entre secções rectas B e C, geralmente em pontos intermédios da malha considerada (Figura 37), com uma porção de fluido contida $(\Delta S)\delta s$. Se este fluido inicialmente situado entre os referidos planos (B e C) atravessa o plano C no intervalo de tempo δt , a taxa à qual o volume de fluido passa por C é $(\Delta S)\delta s/\delta t$. Como $\delta s/\delta t$ é a velocidade linear u no ponto considerado, o caudal volumétrico que passa neste plano é $(\Delta S)u$.

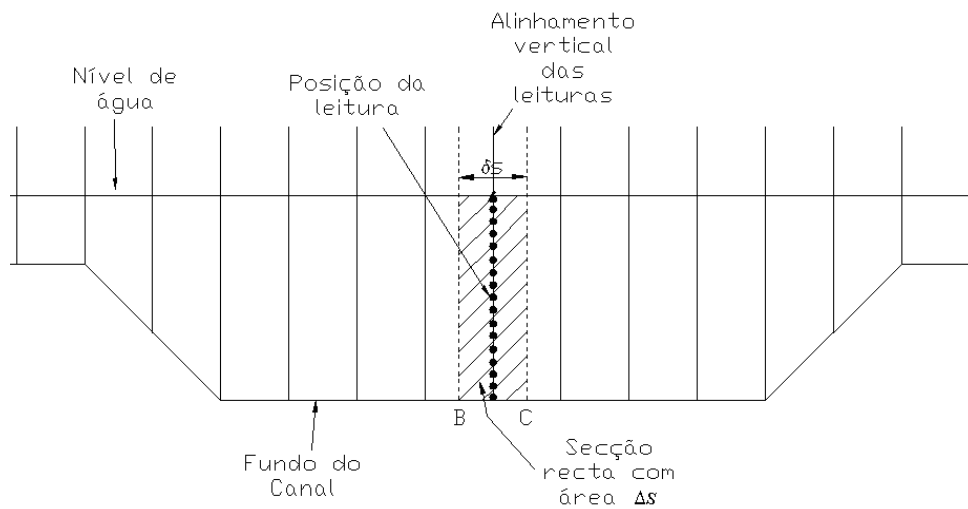


Figura 37 – Esquematização da integração realizada para cálculo de caudal escoado em determinada secção

Na prática, assim como no cálculo do volume de um prisma, em que se multiplica a área da sua base pelo seu desenvolvimento na direcção perpendicular, no cálculo de um caudal volumétrico (frequentemente designado por Q), multiplica-se a velocidade média de cada posição da malha de medições, pela área perpendicular a ela. Para u constante e direcção perpendicular em toda a secção definida pelos segmentos iniciais, obtém-se a expressão

$$Q = \int u.dS = \bar{u}.S \quad (39)$$

em que \bar{u} representa a velocidade média do fluido sobre a secção considerada, calculada com as expressões (37) e (38), e A representa a área de cada parcela considerada na integração.

Desta forma, dividindo toda a secção em vários alinhamentos verticais, com as respectivas posições de leitura e fazendo o somatório de todos os caudais de cada área, consegue-se obter o caudal total que atravessa cada secção (*e.g.* Massey, 2002).

3.5.2. Estabelecimento do regime uniforme

Antes de se realizar qualquer tipo de medição, para a situação padrão e para a variação da altura de escoamento, era necessário garantir o estabelecimento do escoamento em regime uniforme, com uma distribuição estável de caudais em sucessivas secções do canal (sem transferências de massa entre as subsecções).

O procedimento adoptado (ver Figura 38) consistiu no cálculo dos valores dos caudais, para a altura relativa pretendida, tanto para o leito principal (LP) como para os leitos de cheia (LC), através de um dos métodos de modelação unidimensional, nomeadamente o Método da Divisão do Canal (capítulo 2.3). Esses valores eram colocados a montante do canal nos medidores electromagnéticos de caudal, e posteriormente verificavam-se os níveis de água em várias posições do canal, recorrendo aos hidrómetros posicionados a montante e jusante do canal, e ao longo do canal (longitudinalmente) com o hidrómetro da plataforma. Caso necessário (*i.e.* os valores da altura de água apresentassem diferenças superiores a 0,1%), procedia-se à alteração do posicionamento das comportas a jusante do canal, até se alcançar um nivelamento aproximado.

Depois do acerto dos níveis, iniciava-se o processo de medição das velocidades numa dada secção transversal (com as sondas UVP ou com o tubo de Pitot), normalmente na secção localizada a uma distância de 7,5 m do início do canal (X7500), onde se consideravam condições estáveis dos caudais nos vários leitos, por se verificar o desenvolvimento completo da camada limite e da camada de mistura. Foram realizadas várias medições nesta secção, ao longo de várias posições verticais em todos os leitos e a várias alturas (ver capítulo 3.5.1).

Posteriormente procedia-se à integração parcial das velocidades médias de cada posição vertical chegando-se a novos valores de caudais para cada leito (ver capítulo 3.5.1). O quociente do valor total de caudais introduzidos inicialmente no canal, por este novo valor total de caudais, estabelecia um factor de verificação. Caso o somatório global dos caudais, fosse aproximadamente igual a montante do canal e na referida posição das leituras, apresentando assim um factor com valor próximo da unidade ($1 \pm 0,05$), considerava-se concluído o processo de obtenção da distribuição uniforme, tendo-se obtido a distribuição correcta dos caudais em cada leito, para uma dada altura relativa de água. Caso contrário, iniciava-se um processo iterativo, fazendo redistribuições de caudais, introduzindo-se a

montante os caudais medidos na secção X7500, até se obter um somatório global de caudais da integração próximo do somatório dos caudais que se colocaram a montante antes de cada medição, respeitando assim a lei da conservação da massa.

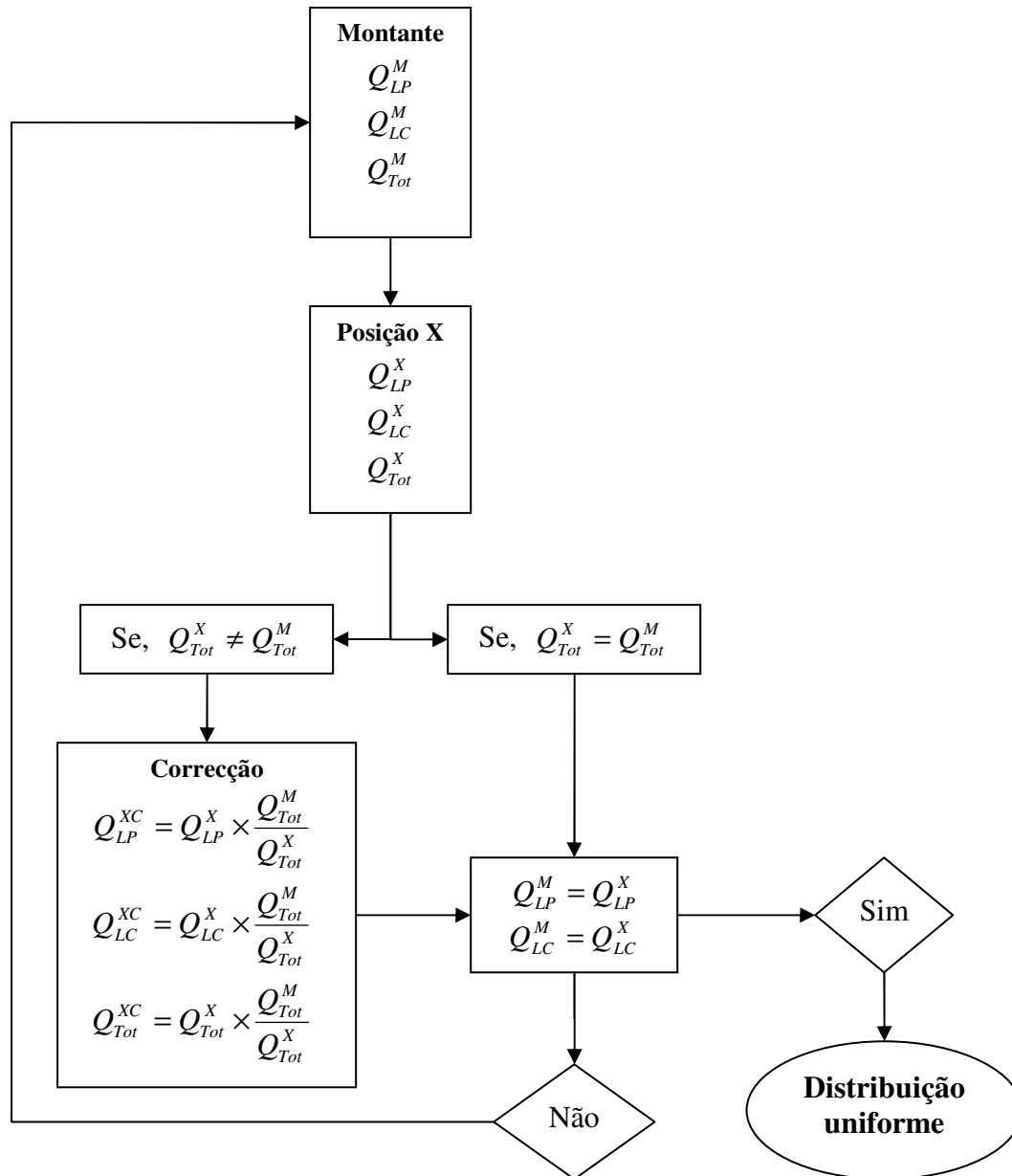


Figura 38 – Fluxograma com esquematização do processo para obtenção de regime uniforme

De notar, que geralmente ao fim da segunda ou terceira iteração, já era possível obter uma boa distribuição ao longo do canal. Os referidos factores de verificação, depois de serem considerados em conformidade, passam a ser factores de ajustamento das velocidades obtidas (multiplicaram-se todas as velocidades obtidas pelo referido factor), para se obterem caudais

totais iguais aos introduzidos a montante e posteriormente realizaram-se as comparações para averiguação de transferências de massa.

Neste fluxograma, Q^M corresponde ao caudal introduzido a montante do canal; Q^X representa o caudal na secção X; Q^{XC} corresponde ao caudal corrigido ou ajustado na secção X; Q_{LP} corresponde ao caudal no leito principal; Q_{LC} corresponde ao caudal no leito de cheia e Q_{Tot} corresponde ao caudal total da secção (todos os caudais em l/s).

3.5.3. Introdução de partículas no escoamento (“seeding”)

Geralmente, as partículas existentes na água são suficientes para as medições com as sondas ultra-sónicas UVP (MET FLOW, 2002), mas na grande parte dos estudos realizados, procedeu-se ao aumento do número de partículas detectadas no escoamento (“seeding”), com consequente melhoria das reflexões do feixe emitido pelas sondas (Ozaki *et al.*, 2002, Kantoush *et al.*, 2008).

Como tal, a recepção da informação das sondas UVP depende da reflexão nas partículas existentes na água e assim, com vista a otimizar os resultados das leituras, foram realizadas medições com vários tipos de “seeding”. Esta introdução de partículas no escoamento foi realizada através de um reservatório, posicionado a montante do canal, com uma tubagem ligada a uma válvula de seccionamento para controlar a quantidade de material a fornecer (Figura 39).



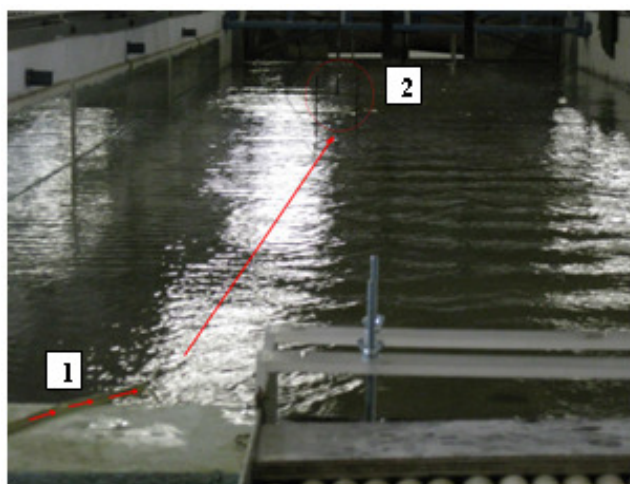
Figura 39 – Reservatório do “seeding”

Assim, foi testada a introdução de três tipos de partículas (“seeding”): silte, baquelite e casca de avelã. As principais características das diversas partículas apresentam-se no Quadro 2.

Quadro 2 – Lista das características das partículas de “seeding”

Materiais	Densidade	Diâmetro (μm)
Casca de avelã	0,94	110
Baquelite	1,25	40
Silte	2,65	20

Para melhorar a eficácia do processo de introdução de partículas na direcção da leitura das sondas, teve-se sempre o cuidado de alinhar a alimentação com o posicionamento de cada leitura (Figura 40).

**Legenda:**

1 – Tubo de alimentação de “seeding”

2 – Sondas UVP

Figura 40 – Esquema do alinhamento da alimentação do “seeding” com as sondas

Na Figura 41, apresenta-se uma comparação dos perfis verticais obtidos com a sonda UVP colocada na diagonal (Figura 32a), para diversos tipos de partículas utilizadas, em relação a um perfil de velocidades obtido com o tubo de Pitot.

Observando a figura anterior, é possível verificar-se uma melhoria substancial, nos resultados obtidos com a introdução de partículas no escoamento, aproximando-se os resultados dos obtidos com o tubo de Pitot (substancialmente melhores).

Os resultados obtidos com a casca de avelã são os que mais se aproximam dos valores medidos com o tubo de Pitot. Ainda assim, para a metade inferior do escoamento todas as partículas apresentam resultados bastante inferiores aos do tubo de Pitot, indicando que a medição com a sonda na posição diagonal não é adequada para o caso em estudo. Julga-se que este facto é resultante da reflexão do feixe no leito, que no presente estudo está muito próximo da sonda, dado que se utilizaram pequenas alturas de escoamento.

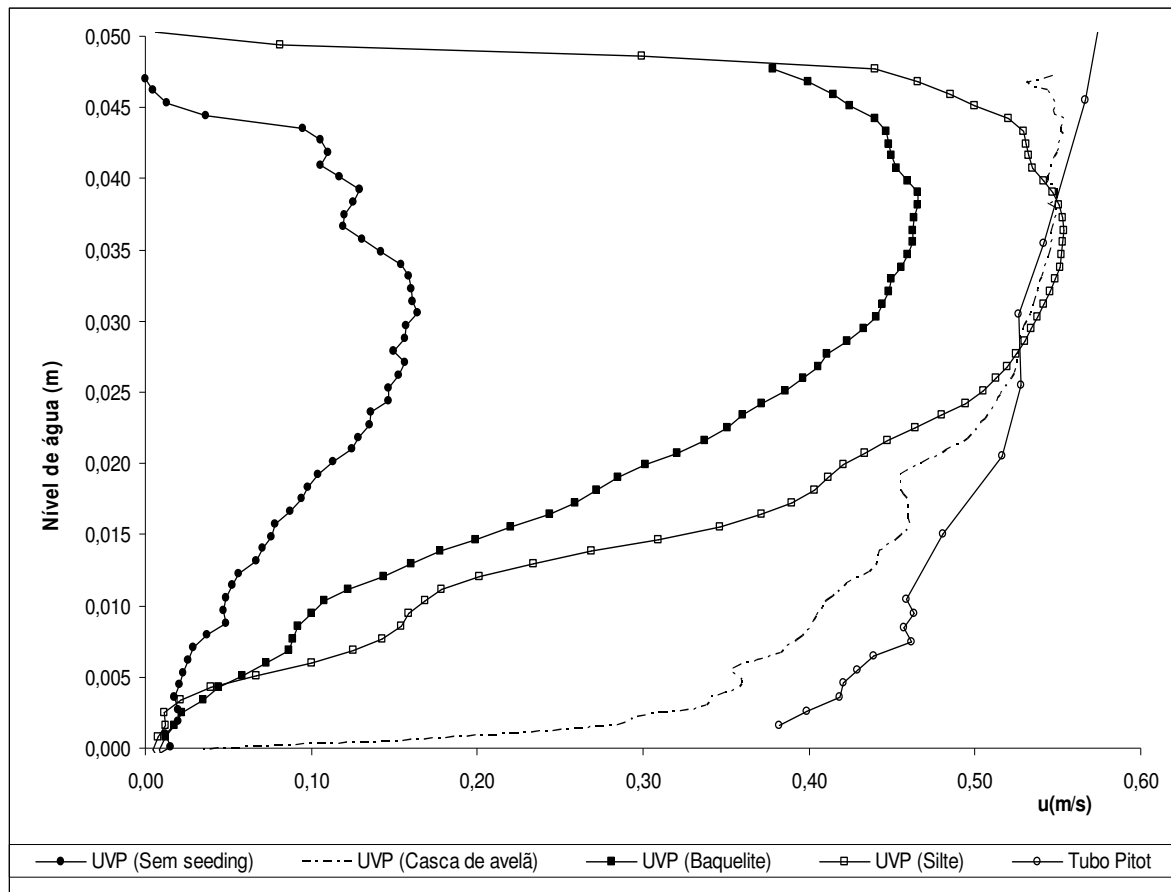


Figura 41 – Perfis de velocidade com diferentes tipos de medições

3.6.Determinação da rugosidade do canal

A determinação da rugosidade foi efectuada utilizando apenas escoamento no leito principal (secção simples). Recorreu-se à expressão (27) de Manning-Strickler, para a partir de diversas medições de alturas de água, correspondentes a diferentes caudais escoados, se determinar o coeficiente de rugosidade de Strickler (K_s).

Os níveis foram medidos através do mesmo processo da manutenção de um regime uniforme, utilizando a válvula de seccionamento e o caudalímetro para controlar o caudal que circulava no leito principal, e os hidrómetros para se saber os níveis nas diferentes posições, tanto ao longo do canal, como na direcção transversal ao sentido de escoamento (ver secção 3.5.2).

Para averiguar a rugosidade do canal, foram realizadas leituras para 13 valores diferentes de caudais escoados, no leito principal e consequente mediram-se os níveis de água a montante e jusante do canal, que posteriormente foram confirmados em 4 posições ao longo do canal (direcção longitudinal), obtendo-se assim um valor médio do nível de água (ver Quadro 3).

Quadro 3 – Valores das alturas de água obtidas experimentalmente para cálculo da rugosidade

Q_0 (l/s)	H Jusante (cm)	H Montante (cm)	X=300; Y=90 (cm)	X=300; Y=120 (cm)	X=750; Y=90 (cm)	X=750; Y=120 (cm)	$H_{\text{médio}}$ (cm)
7,60	4,49	4,45	4,20	4,40	4,34	4,40	4,38
9,52	4,87	4,91	4,85	4,80	4,86	4,70	4,83
11,43	5,46	5,50	5,38	5,40	5,39	5,41	5,42
13,35	5,86	5,87	5,80	5,88	5,77	5,78	5,83
15,27	6,67	6,62	6,58	6,60	6,59	6,59	6,61
17,18	6,92	6,97	6,72	6,70	7,22	7,26	6,97
19,10	7,61	7,54	7,55	7,50	7,60	7,62	7,57
21,02	7,86	7,87	7,80	7,80	7,90	7,82	7,84
22,93	8,16	8,13	8,09	8,10	8,20	8,20	8,15
24,85	8,46	8,52	8,35	8,30	8,72	8,74	8,52
26,77	8,86	8,90	8,85	8,85	8,77	8,79	8,84
28,68	9,26	9,32	8,90	9,00	9,48	9,58	9,26
30,60	9,66	9,72	9,93	9,94	9,40	9,40	9,68

Depois de calculados todos os coeficientes de rugosidade para cada caudal considerado, calculou-se o valor médio desse parâmetro (ver Quadro 4). O valor médio resultante foi $K_s = 108 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, sendo ligeiramente superior ao valor máximo tabelado para canais de cimento liso-superficial, $K_s = 100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (Lencastre, 1996). De notar que o parâmetro Q_0 corresponde ao caudal de cálculo (caudal que realmente é introduzido no canal) e Q o caudal de leitura no caudalímetro de acordo com as referências do fornecedor (ver capítulo 3.3.1).

Quadro 4 – Valores do coeficiente de Strickler obtidos experimentalmente

Q (l/s)	Q_0 (l/s)	$H_{\text{médio}}$ (m)	S (m ²)	P (m)	K_s (m ^{1/3} /s)
7,60	7,60	0,044	0,019	0,524	102,75
9,62	9,52	0,048	0,022	0,537	110,30
11,53	11,43	0,054	0,025	0,553	108,97
13,45	13,35	0,058	0,027	0,565	112,63
15,37	15,27	0,066	0,031	0,587	104,06
17,28	17,18	0,070	0,033	0,597	107,08
19,20	19,10	0,076	0,036	0,614	103,27
21,12	21,02	0,078	0,038	0,622	106,97
23,03	22,93	0,081	0,039	0,630	109,34
24,95	24,85	0,085	0,041	0,641	109,83
26,87	26,77	0,088	0,043	0,650	111,00
28,78	28,68	0,093	0,046	0,662	109,82
30,70	30,60	0,097	0,048	0,674	108,56

Apesar do coeficiente de Strickler (K_s), ou o coeficiente de Manning ($n = 1/ K_s$), serem muito utilizados, eles dependem ligeiramente do raio hidráulico (*cf.* Yen, 2002), sendo a rugosidade absoluta, k_s , um parâmetro melhor para caracterizar a rugosidade de uma superfície.

Existem um conjunto de expressões aproximadas que permitem relacionar o coeficiente de Manning (n), com a rugosidade absoluta (k_s).

$$k_s = \left(\frac{n}{0,0391} \right)^6 \quad (\text{Sturm, 2001}) \quad (40)$$

$$k_s = \frac{12,2R}{10^{\left(\frac{0,0457R^{1/6}}{n} \right)}} \quad (\text{Chow, 1959}) \quad (41)$$

$$k_s = \frac{14,85R}{10^{\left(\frac{0,0564R^{1/6}}{n} \right)}} \quad (\text{Massey, 2002}) \quad (42)$$

sendo R , o raio hidráulico (m).

De seguida apresenta-se um quadro que contém os valores das rugosidades absolutas obtidas pelas expressões anteriores (ver Quadro 5).

Quadro 5 – Valores das rugosidades relativas obtidas experimentalmente

Q (l/s)	Q_0 (l/s)	H (cm)	n (Manning)	k_s (mm) (Sturm)	k_s (mm) (Chow)	k_s (mm) (Massey)
7,60	7,60	4,38	0,00973	0,24	0,88	0,25
9,62	9,52	4,83	0,00907	0,16	0,55	0,14
11,53	11,43	5,42	0,00918	0,17	0,59	0,15
13,45	13,35	5,83	0,00888	0,14	0,46	0,11
15,37	15,27	6,61	0,00961	0,22	0,79	0,20
17,28	17,18	6,97	0,00934	0,19	0,64	0,15
19,20	19,10	7,57	0,00968	0,23	0,82	0,20
21,12	21,02	7,84	0,00935	0,19	0,64	0,15
23,03	22,93	8,15	0,00915	0,16	0,54	0,12
24,95	24,85	8,52	0,00911	0,16	0,52	0,11
26,87	26,77	8,84	0,00901	0,15	0,48	0,10
28,78	28,68	9,26	0,00911	0,16	0,51	0,11
30,70	30,60	9,68	0,00921	0,17	0,56	0,12
				Valor médio	Valor médio	Valor médio
				0,00926	0,18	0,61

Constata-se que as expressões de Sturm (2001) e de Massey (2002) fornecem ambos valores próximos, pelo que se pode adoptar um valor para a altura das rugosidades da fronteira fixa (rugosidade absoluta), de $k_s = 0,00018$ m.

4. Discussão dos resultados experimentais

4.1. Determinação da velocidade de atrito junto ao fundo e caracterização do tipo de rugosidade

A avaliação da velocidade de atrito (u_*) é importante pois traduz uma medida de resistência ao escoamento ao relacionar-se directamente com a tensão de arrastamento (ver expressão (9) da secção 2.1.5). Além disso a velocidade de atrito junto ao fundo é considerada a velocidade representativa da região interior do escoamento (definida na secção 2.1.5) e que por isso é utilizada como escala cinemática na adimensionalização dos parâmetros de escoamento (*e.g.* Nezu e Nakagawa, 1993). Assim, qualquer parâmetro com dimensões de velocidade pode ser adimensionalizado dividindo por u_* e no caso de grandezas geométricas (*ex.* altura) podem ser adimensionalizadas dividindo por (ν / u_*) , em que ν representa a viscosidade cinemática (ver secção 2.1.3).

A determinação da velocidade de atrito pode ser efectuada através de diversos métodos (*cf.* Biron *et al.* 2004 e Rowiński *et al.* 2005). O mais utilizado é o chamado método gravítico (*e.g.* Rowiński *et al.* 2005) que se baseia no balanço de forças num volume de controlo num escoamento uniforme, resultando

$$\tau_0 = \rho g R S_0 \quad (43)$$

onde τ_0 é a tensão de arrastamento (Pa); ρ representa a massa volúmica da água (1000 kg/m^3); g é aceleração gravítica ($9,8 \text{ m/s}^2$); R é o raio hidráulico (m) e S_0 o declive do canal (m/m). A velocidade u_* (m/s) pode ser obtida directamente pela expressão (9) da secção 2.1.5. Saliente-se que usualmente o raio hidráulico (R) é substituído pela altura de escoamento, H (*e.g.* Cardoso, 1998). O método gravítico, apesar de expedito, não é muito rigoroso, e como tal pode-se recorrer a métodos mais precisos, como são o método baseado no perfil logarítmico de velocidades ou o método de medição directa com tubos de Preston (*cf.* Rowiński *et al.* 2005).

O método do perfil logarítmico de velocidades baseia-se na aplicação da lei universal válida na região interior do escoamento ($z/H < \approx 0,20$) em fundos hidraulicamente lisos (condição (12) da secção 2.1.5), de acordo com Nezu e Nakagawa (1993), em canais suficientemente largos para que não exista efeito das paredes ($b/H > 5$, *e.g.* Cardoso, 1998), ver expressão (11) da secção 2.1.5.

Tendo em conta que a constante aditiva A depende muito da precisão no estabelecimento da coordenada z , optou-se por impor o valor $A = 5,3$, referido por Nezu e Nakagawa (1993) para escoamentos bidimensionais com superfície livre, e admitir que as coordenadas z têm um erro de Δz . Assim sendo, expressão (11) fica

$$\frac{u}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{(z + \Delta z) \cdot u_*}{\nu} \right) + A \quad (44)$$

e a regressão é aplicada de modo a que para um dado Δz o valor de A seja 5,3. Os resultados obtidos usando um perfil de velocidades medido com o tubo de Pitot, no centro do leito principal para a situação padrão ($h_r = 0,2$ em regime uniforme), na secção X7500, apresentam-se no Quadro 6.

Quadro 6 – Valores para caracterização do tipo de rugosidade

z/H (%)	z (m)	$z + \Delta z$ (m)	u (m/s)	$\ln(z + \Delta z)$	z^+	u^+
1,4%	0,0016	0,00082	0,456	-7,1043	-	-
3,1%	0,0036	0,00282	0,458	-5,8705	78,3702	16,3216
4,0%	0,0046	0,00382	0,462	-5,5671	106,1452	16,4626
4,8%	0,0056	0,00482	0,487	-5,3346	133,9203	17,3504
7,0%	0,0081	0,00732	0,500	-4,9169	203,3580	17,8212
9,1%	0,0106	0,00982	0,521	-4,6232	272,7956	18,5861
11,3%	0,0131	0,01232	0,543	-4,3964	342,2333	19,3598
12,1%	0,0141	0,01334	0,573	-4,3169	370,5639	20,4326
15,6%	0,0181	0,01732	0,569	-4,0558	481,1087	20,2790
19,9%	0,0231	0,02232	0,592	-3,8022	619,9840	21,0949
22,9%	0,0266	0,02586	0,650	-	718,3078	23,1561
24,2%	0,0281	0,02732	0,618	-	758,8594	22,0443
30,2%	0,0351	0,03432	0,654	-	953,2848	23,3026
42,1%	0,0490	0,04818	0,689	-	1338,2473	24,5609
52,6%	0,0612	0,06042	0,712	-	1678,2142	25,3879
63,2%	0,0734	0,07266	0,737	-	2018,1810	26,2722
73,7%	0,0857	0,08490	0,755	-	2358,1479	26,9183
84,2%	0,0979	0,09714	0,766	-	2698,1147	27,3047
94,7%	0,1102	0,10938	0,787	-	3038,0816	28,0478
100,0%	0,1163	0,11550	0,800	-	3208,0650	28,5235

De notar que, as células que surgem sem valor no Quadro 6, são células que correspondem ou a valores de velocidade que possivelmente apresentavam algum tipo de erro, otimizando

assim o conjunto de pontos apresentados na Figura 42, ou então indicam que os valores correspondentes já se encontram a uma cota superior à região interior (ver secção 2.1.5), onde os valores já não são válidos para a expressão da lei logarítmica (11).

O valor da velocidade de atrito junto ao fundo, u_* , do erro, Δz , e do coeficiente de determinação, R^2 , obtidos através da regressão dos valores de u e de $\ln(z + \Delta z)$, com $z/H < \approx 0,20$, apresentam-se no Quadro 7, onde também constam o valor obtido com o método gravítico e o valor medido com as sondas UVP, com a introdução da casca de avelã no escoamento (Fernandes *et al.*, 2010a).

Quadro 7 – Valores das velocidades de atrito no fundo (três diferentes métodos)

	$u_* = \sqrt{gRS_0}$	u_* (Casca de avelã)	u_* (Tubo de Pitot)
u_* (m/s)	0,0233	0,0250	0,0281
Δz (m)	-	-	0,00078
R^2	-	-	0,9557
B	-	4,99	5,30

Os valores obtidos apresentam resultados razoáveis, na medida em que o valor da velocidade de atrito obtido pela lei logarítmica é maior que o valor obtido pelo método gravítico, tal como em Biron *et al.* (2004).

Segundo Rowiński *et al.* (2005), para situações de escoamento em regime permanente e uniforme, em canais de geometria plana, é possível calcular valores de tensão de arrastamento (τ_0) pelo método gravítico. Já para canais de geometria mais complexa, como no caso dos canais de secção composta (ver secção 2.2), ou para situações de escoamentos em regime não uniforme, podem surgir alguns erros associados aos valores de tensão de arrastamento calculados pelo mesmo método. Para além disso, em escoamentos com pouca profundidade, não é recomendável o uso da lei logarítmica para o cálculo de velocidades de atrito junto ao fundo, porque fornece maus resultados de tensão no fundo (ou arrastamento).

No caso de fronteiras fixas lisas ou com rugosidade moderada, as velocidades de atrito obtidas através dos dados da turbulência, *i.e.* através das tensões de Reynolds (ou tangenciais), apresentam resultados bastante satisfatórios. Isto resulta do facto, das tensões exercidas junto das fronteiras fixas, serem geradas por camadas de fluxo adjacentes ao fundo, sendo que neste caso não apresentam instabilidade significativa.

Como tal, o problema surge para situações de fronteira fixa rugosas, porque os valores de tensão de arrastamento obtidos com medições realizadas junto ao fundo, podem não fornecer valores válidos.

Assim sendo, adopta-se para valor da velocidade de atrito junto ao fundo $u_* = 0,0281$ m/s, obtido pelo método que se considera mais ajustado (método baseado no perfil logarítmico). De modo a visualizar o ajustamento do perfil logarítmico apresentam-se na Figura 42 os resultados obtidos adimensionalizados pelas escalas da região interior do escoamento.

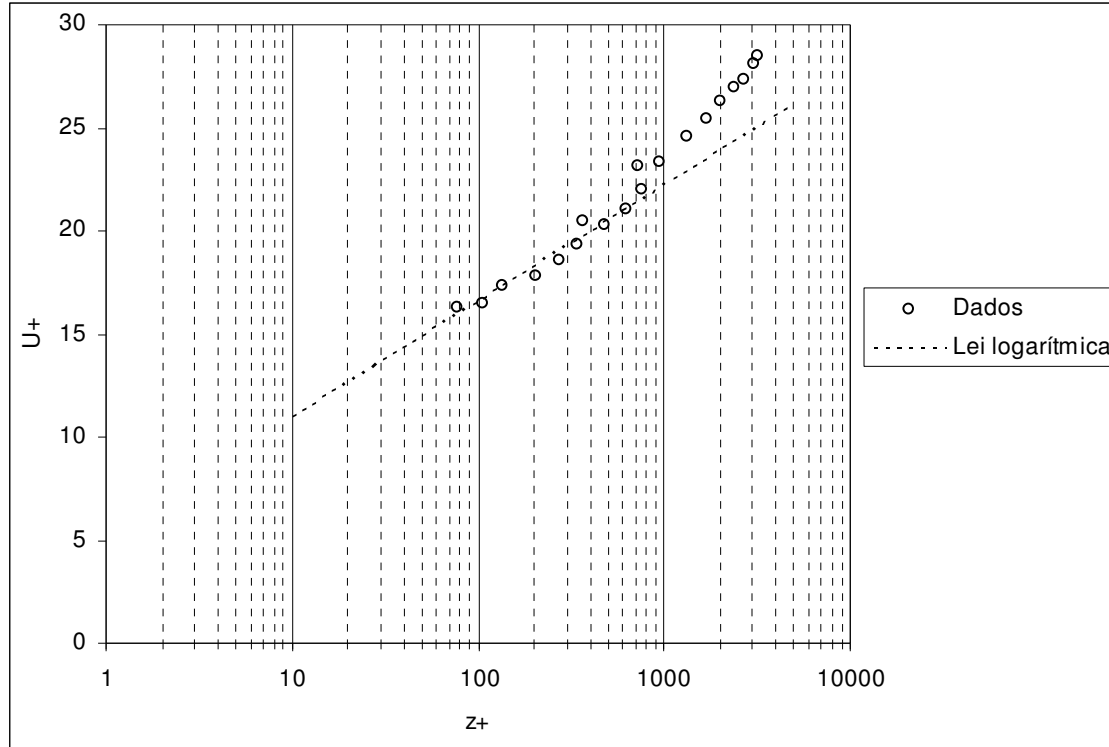


Figura 42 – Ajustamento dos dados obtidos com o tubo de Pitot ao perfil logarítmico

Observando a figura anterior, é possível verificar a referida validade da expressão (11), da secção 2.1.5, para valores da região interior ($z/H < \approx 0,20$), dado que para valores até aproximadamente 20% da altura de água, H , verifica-se uma proximidade dos dados obtidos experimentalmente em relação ao perfil da lei logarítmica, algo que depois não acontece para valores acima desse nível.

Com base no valor de $k_s = 0,00018$ m (ver secção 3.6), pode concluir-se que $k_s^+ \approx 5$, pelo que a fronteira pode considerar-se hidraulicamente lisa (expressão (12) da secção 2.1.5), embora já no limite da transição, tendo em conta a existência de alguns pequenos erros experimentais.

4.2. Regime uniforme (influência de h_r)

4.2.1. Desenvolvimento do escoamento ao longo do canal

Tal como referido na secção 3.4, para o estudo da influência da variação da altura relativa de água (h_r) realizou-se o estudo em 3 secções distintas do canal: uma secção mais a montante, a

3 m do início do canal (X3000) e outras duas, próximas entre si, em posições mais a jusante do canal, nomeadamente a 6 m do início do canal (X6000) e a 7,5 m da referida posição inicial (X7500).

Analisando vários perfis verticais de velocidade, na posição central da secção, ao longo de todo o canal, na direcção longitudinal (Figura 43), foi possível verificar o desenvolvimento da camada limite, fenómeno mencionado na secção 2.1.4.

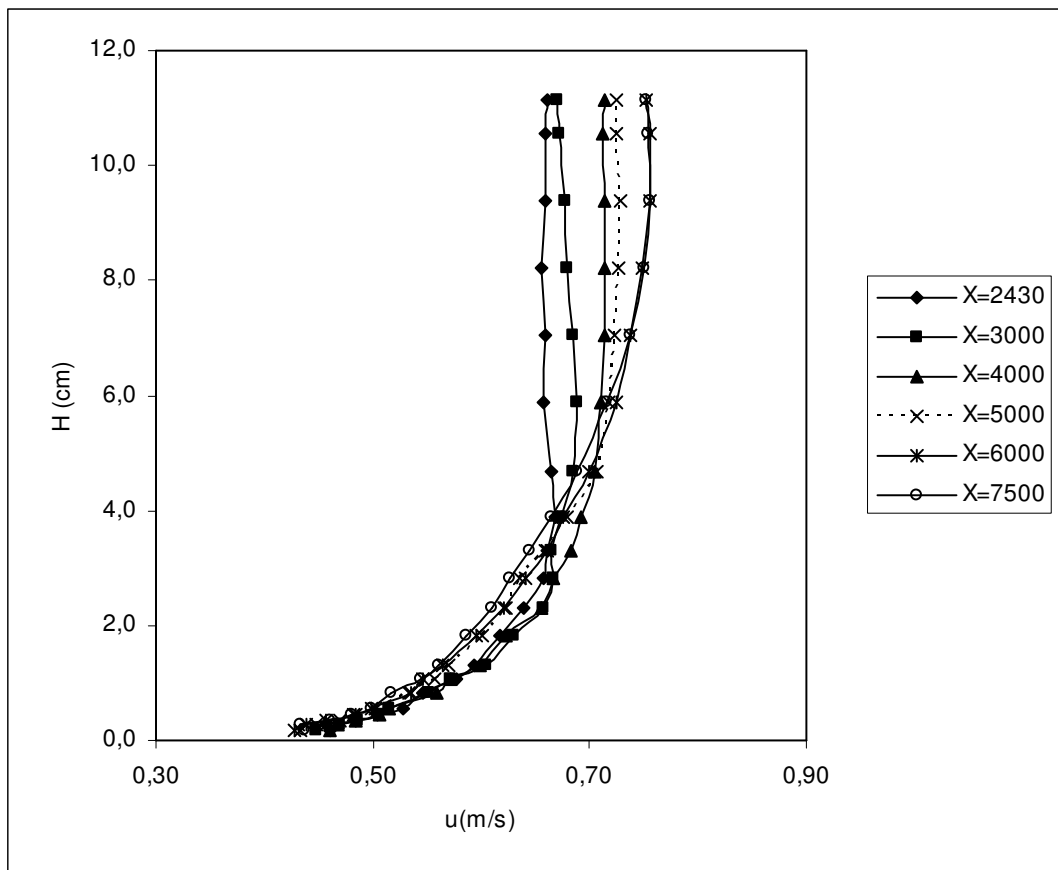


Figura 43 – Perfis verticais das velocidades ao longo do canal

Na figura anterior é possível observar que à medida que se avança no canal, os perfis verticais de velocidade obtidos tendem para uma geometria e posição constante, sendo os perfis X6000 e X7500 praticamente coincidentes. A referida geometria dos perfis mais próximos de jusante do canal é semelhante à geometria de um perfil de velocidades para escoamentos bidimensionais com superfície livre, apresentando o respectivo desenvolvimento completo da camada limite (ver secção 2.1.4).

Estudaram-se duas situações de regime uniforme, cada uma correspondente a uma dada altura relativa. Isto porque é expectável que a magnitude dos fenómenos existentes varie com a mudança de altura relativa.

A situação padrão ($h_r = 0,2$ em regime uniforme), na prática apresenta uma altura de escoamento $H = 0,1252$ m, com os seguintes caudais introduzidos a montante: 41,2 l/s no leito principal e 11,2 l/s nos leitos de cheia. Por outro lado, temos a situação de $h_r = 0,1$ também em regime uniforme, com $H = 0,1124$ m, alimentada com os seguintes caudais: 34,5 l/s no leito principal e 3,2 l/s nos leitos de cheia.

Depois de todas as medições feitas, com posterior recolha e tratamento de todas as velocidades, procedeu-se à integração das mesmas, pelas respectivas áreas, tal como é mencionado na secção 3.5.1, para averiguar a situação do regime uniforme (*i.e.*, confirmar que não existe variação significativa de caudal), onde em média a transferência de massa entre leitos deve ser nula. Para tal apresentam-se os seguintes quadros com respectivos resultados experimentais (Quadro 8 e Quadro 9).

Quadro 8 – Valores dos caudais obtidos experimentalmente para $h_r = 0,2$ em regime uniforme

	Alimentação	X3000		X6000		X7500	
Q_{lc} (l/s)	11,2	11,19	99,99%	11,11	99,19%	11,05	98,68%
Q_{lp} (l/s)	42,2	42,20	100,00%	42,29	100,22%	42,35	100,35%
	Factor	1,04		1,01		0,97	
	H_{med} (m)	0,125					

Quadro 9 – Valores dos caudais obtidos experimentalmente para $h_r = 0,1$ em regime uniforme

	Alimentação	X3000		X6000		X7500	
Q_{lc} (l/s)	3,2	3,17	99,15%	3,18	99,29%	3,21	100,42%
Q_{lp} (l/s)	34,5	34,53	100,08%	34,52	100,07%	34,49	99,96%
	Factor	0,97		0,96		0,98	
	H_{med} (m)	0,112					

Os factores apresentados nos quadros anteriores correspondem a factores de ajustamento das velocidades em função dos caudais totais obtidos nas integrações. Estes factores foram definidos de modo a se obterem caudais totais iguais aos introduzidos a montante (ver secção 3.5.2) e, posteriormente, realizarem-se as comparações para averiguação de transferências de massa. O seu valor deve ser o mais próximo possível do valor unitário e considerou-se uma variação limite máxima de aproximadamente 5%, para os perfis serem considerados em conformidade.

Observando os resultados, é possível verificar através das percentagens, que indicam a proximidade dos valores obtidos em cada secção em relação aos valores introduzidos a montante, que os caudais de cada leito, para ambas as situações e estudo, não se alteram ao

longo do canal, comprovando que não houve transferências significativas de massa de água entre leitos.

Comparando as percentagens dos caudais nos leitos de cheia em relação aos caudais totais introduzidos a montante (Figura 44), em regime uniforme, tanto na situação padrão ($h_r = 0,2$), como para $h_r = 0,1$, denotam-se alterações pouco significativas de caudais, comprovando o que foi dito anteriormente em relação às transferências de massa entre leitos. Assim sendo, considera-se verificada a condição de regime uniforme em relação aos caudais.

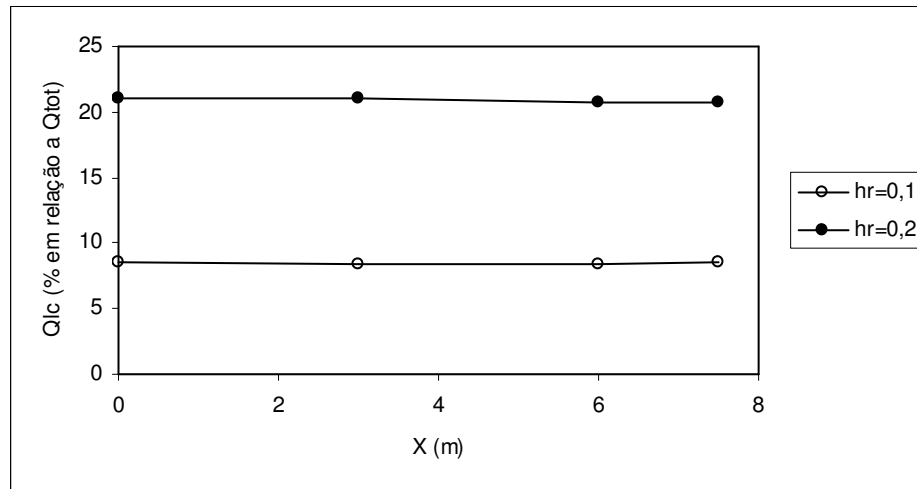


Figura 44 – Variação longitudinal dos caudais dos leitos de cheia para $h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$ em regime uniforme

As distribuições transversais da velocidade média em profundidade, obtidas de acordo com o exposto na secção 3.5.1, nas diferentes secções ao longo do canal, para as alturas relativas $h_r = 0,2$ e $h_r = 0,1$ apresentam-se nas Figura 45 e Figura 46, respectivamente. Nestas figuras, as linhas a tracejado representam as velocidades médias em cada leito, sendo possível observar que para cada leito, os perfis das velocidades obtidos após recolha e tratamento dos dados, formam áreas aproximadamente iguais, tanto acima como abaixo destas linhas referenciais, para cada leito.

As distribuições transversais assumem um padrão semelhante, com valores dentro da mesma ordem de grandeza, comprovando a situação de regime uniforme em relação às velocidades, tendo em conta a eventual existência de ligeiros erros experimentais. Pode ainda observar-se a passagem de velocidades mais baixas nos leitos de cheia, devido à menor altura de escoamento, para velocidades mais elevadas no leito principal, de uma forma sinusoidal, que traduz uma uniformização de velocidades ao longo da secção. A mesma situação pode ser observada, junto das paredes laterais do canal, onde se verifica um ligeiro abrandamento das velocidades, pois estes tendem para zero junto da superfície de contacto. Como era de esperar, as velocidades máximas verificam-se a meio do leito principal.

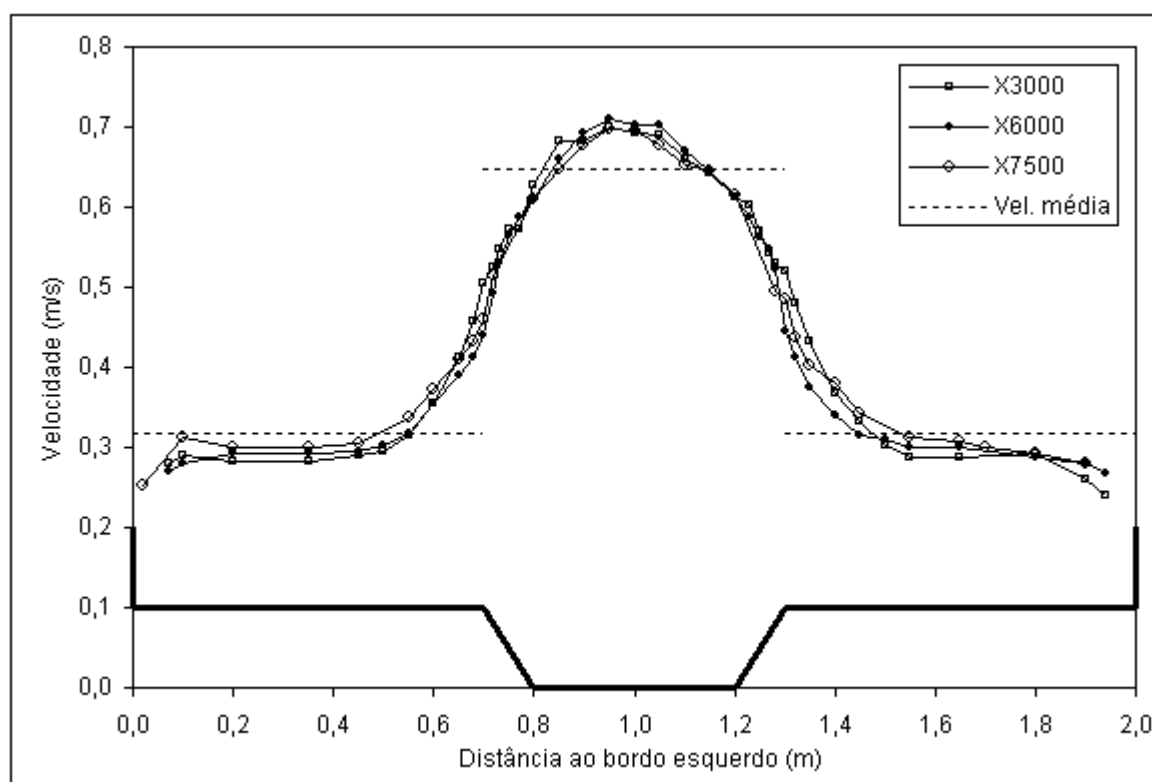


Figura 45 – Perfis das velocidades em secção transversal, obtidos experimentalmente para várias secções ($h_r = 0,2$ em regime uniforme)

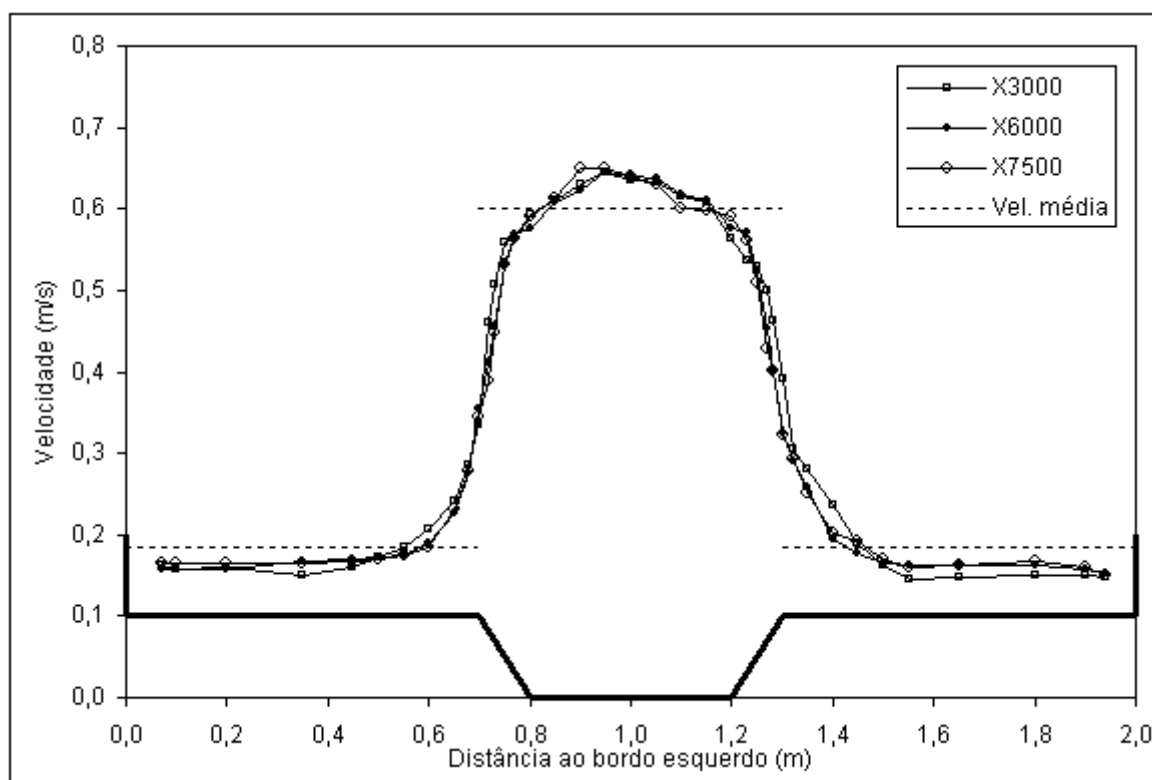


Figura 46 – Perfis das velocidades em secção transversal, obtidos experimentalmente para várias secções ($h_r = 0,1$ em regime uniforme)

Para a situação $h_r = 0,2$ (Figura 45), comparando os perfis entre secções, podemos observar que na situação mais próxima de montante, a 3 m da posição inicial do canal (X3000), o perfil na zona das interfaces é ligeiramente mais acentuado, quando comparado com as secções mais a jusante do canal. Esta situação pode dever-se ao facto da camada de mistura, gerada por diferentes velocidades no leito principal e nos leitos de cheia, ainda se estar a formar. Este efeito é atenuado à medida que se avança no canal, significando que há uma ligeira homogeneização das velocidades no sentido do escoamento, fenómeno denominado por desenvolvimento da camada de mistura (ver secção 2.2).

Para $h_r = 0,1$ (Figura 46), apesar de aparentemente apresentar situação contrária na zona das interfaces, o que se verifica é que há uma maior proximidade entre os três perfis estudados, mas como neste caso a altura de água é bastante reduzida, principalmente nos leitos de cheia, a dificuldade em realizar as medições nas posições correctas aumenta e consequentemente os ligeiros erros de posicionamento do equipamento aquando das leituras têm maior influência nos valores das medições, gerando assim ligeiras variações nos resultados obtidos. Como tal, foram realizadas várias repetições de ensaios com o intuito de otimizar os valores a estudar.

Para além disso, observa-se igual comportamento dos perfis das secções mais a jusante, a 6 m e a 7,5 m da posição inicial do canal (X6000 e X7500 respectivamente), demonstrando um comportamento tendencialmente mais constante do escoamento a partir de determinada posição do canal. De notar também, que para esta altura relativa mais baixa ($h_r = 0,1$), verificam-se menores velocidades em todos os leitos.

A distribuição transversal das tensões no fundo do canal (tensões de arrastamento), obtidos de acordo com o exposto na secção 3.3.2, nas diferentes secções ao longo do canal, para as alturas relativas $h_r = 0,2$ e $h_r = 0,1$ apresentam-se nas Figura 47 e Figura 48, respectivamente. Neste caso, é também possível observar-se uma semelhança no padrão dos perfis das tensões de arrastamento, para as duas alturas relativas e nas três secções estudadas, nomeadamente com o aumento das referidas tensões, a partir das paredes laterais até à zona das interfaces, havendo um aumento brusco para posições mais próximas do leito principal. Na zona das interfaces, aproximadamente a meio destas, há uma descida acentuada das tensões, começando a subir novamente até meio do leito principal, onde geralmente se atingiram os valores máximos das referidas tensões (comportamento de acordo com Yuen, 1989).

Para $h_r = 0,2$ (Figura 47), as duas secções mais a jusante (X6000 e X7500) apresentam valores relativamente mais elevados em relação a X3000, denotando um aumento das tensões de arrastamento ao longo do canal, mas que tendem para uma situação constante, dada a proximidade de ambos os perfis, tal como acontece nos perfis das velocidades.

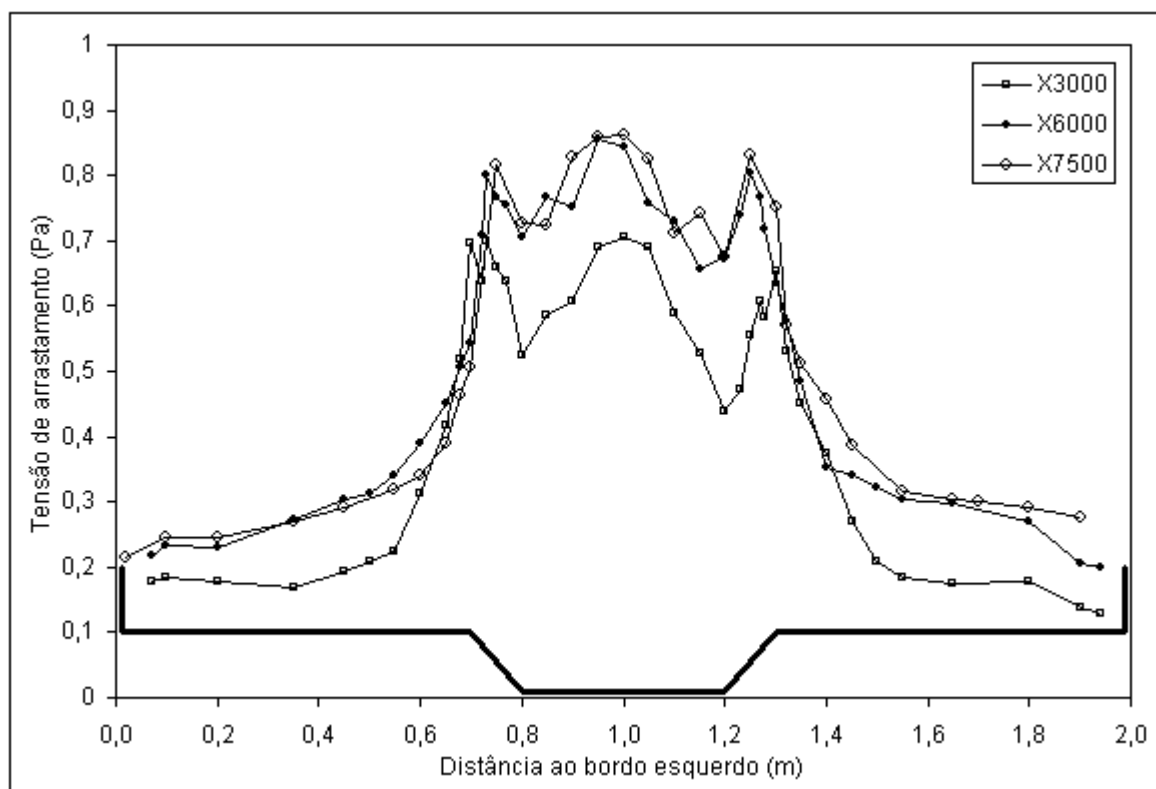


Figura 47 – Perfis das tensões de arrastamento em secção transversal, obtidos experimentalmente para várias secções ($h_r = 0,2$ em regime uniforme)

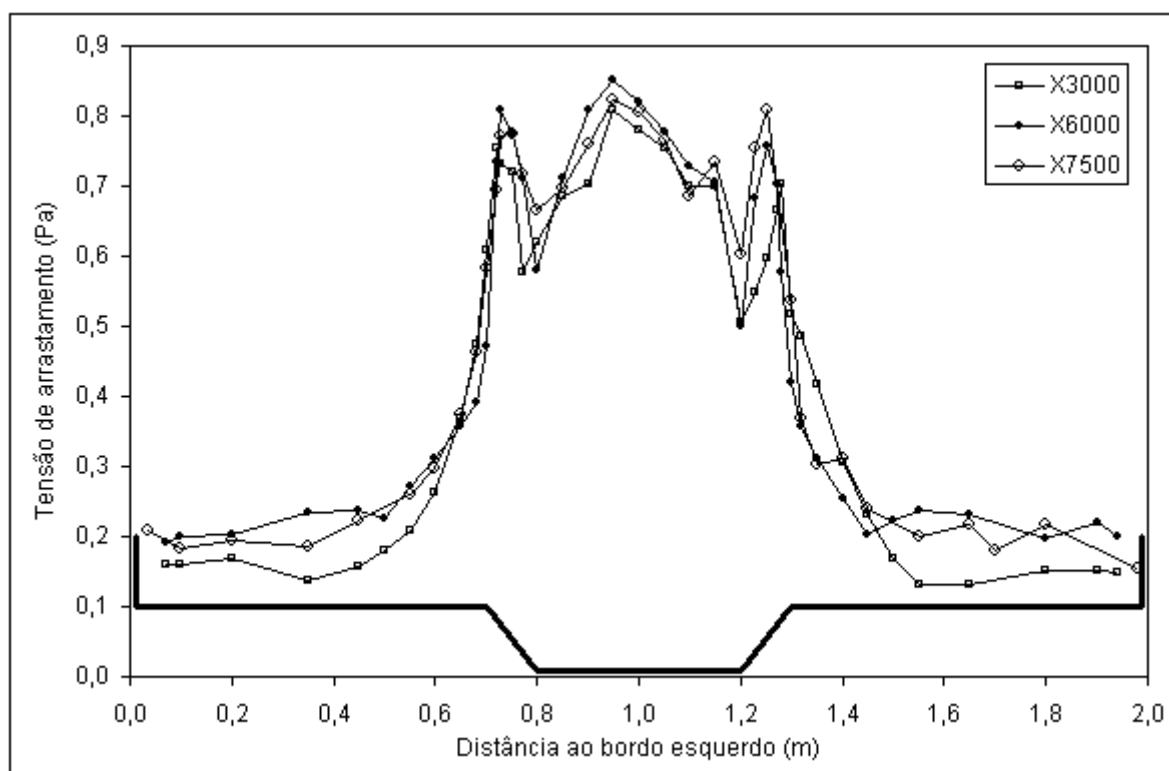


Figura 48 – Perfis das tensões de arrastamento em secção transversal, obtidos experimentalmente para várias secções ($h_r = 0,1$ em regime uniforme)

Para $h_r = 0,1$ (Figura 48), também se verifica um ligeiro aumento do valor das tensões de arrastamento ao longo do canal, apesar de nesta situação se notar uma maior proximidade entre os valores das várias secções estudadas, o que indica uma menor tendência para o aumento das tensões ao longo do canal, para alturas de escoamento mais baixas.

4.2.2. Distribuição transversal da velocidade média em profundidade e caudais por leito

Tal como foi referido anteriormente, considerou-se que na posição X7500, a maior parte dos fenómenos já se encontravam desenvolvidos, em função da proximidade obtida entre estes perfis e os perfis obtidos na posição X6000, e assim sendo, é com base nos perfis obtidos a 7,5 m da posição inicial do canal (X7500), que foram realizadas as comparações, nomeadamente para a situação da variação da altura relativa de água e para o caso da alteração de regime de escoamento. Os perfis transversais das velocidades médias em profundidade, para as diferentes alturas relativas, são apresentados na Figura 49.

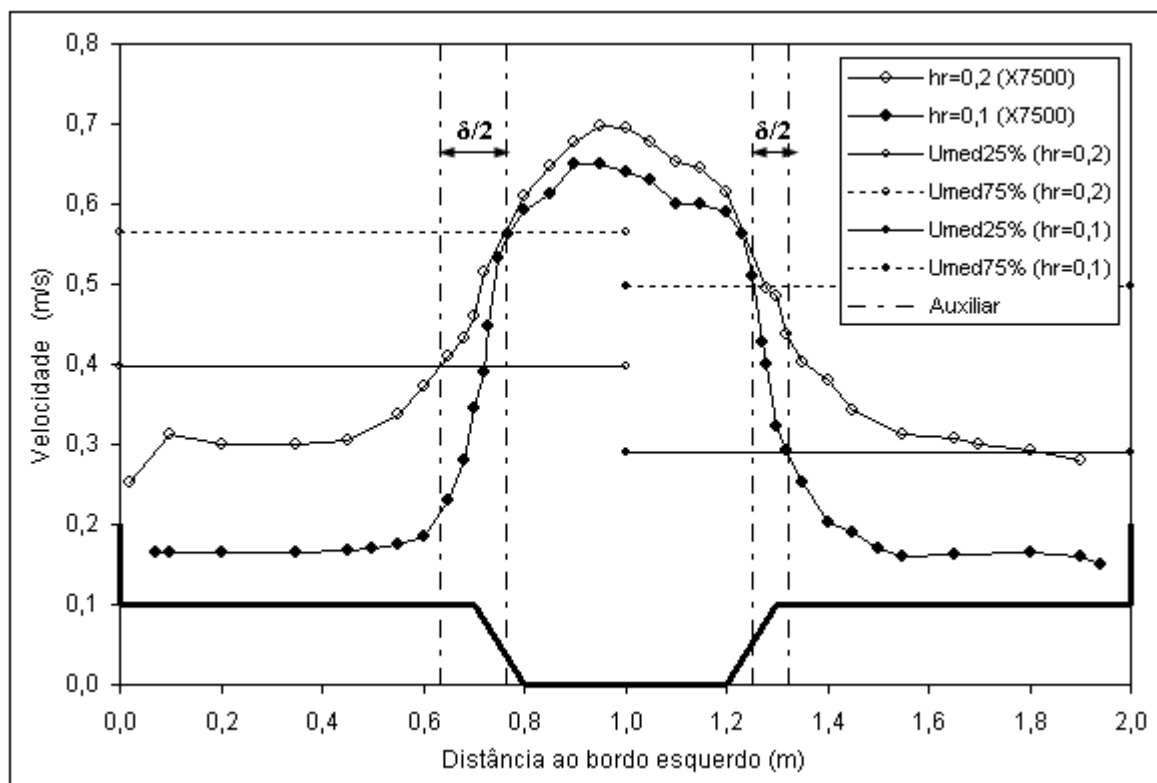


Figura 49 – Comparação dos perfis de velocidades em secção transversal, obtidos experimentalmente na posição X7500 ($h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$ em regime uniforme)

No que diz respeito à variação da altura relativa (h_r), de acordo com a figura anterior, para além das situações descritas anteriormente, para ambos os perfis (ver secção 4.2.1), é possível

verificar que com o aumento da altura de escoamento, as velocidades também aumentam em todos os leitos, apresentando uma diferença mais significativa nos leitos de cheia em relação ao leito principal; a ligeira assimetria observada nos dois leitos de cheia deve-se a eventuais problemas de alimentação, pequenos erros de medição e calibração do equipamento.

Para além disso, segundo os perfis obtidos nos ensaios, pode concluir-se também que com o aumento da altura do escoamento, verifica-se um aumento das dimensões da camada de mistura, isto é, a passagem do leito de cheia para o leito principal é mais “suave”, notando-se menos o efeito do abastecimento diferencial e independente a montante do canal. Esta dependência do perfil transversal de velocidades em relação à altura relativa está de acordo com o referido por Knight e Hamed (1984).

De acordo com Prooijen *et al.* (2005), o comprimento da camada de mistura pode ser definida com base na Figura 49. A distância entre $y_{25\%}$ onde $u(y_{25\%}) = u_{LC} + 0,25 (u_{LP} - u_{LC})$ e $y_{75\%}$ onde $u(y_{75\%}) = u_{LC} + 0,75 (u_{LP} - u_{LC})$, determina metade do comprimento da camada de mistura $\delta = 2 (y_{75\%} - y_{25\%})$. Aplicando esta definição aos resultados experimentais da Figura 49, obtêm-se comprimentos da camada de mistura com aproximadamente $\delta = 0,257$ m para $h_r = 0,2$ e $\delta = 0,140$ m para $h_r = 0,1$. De notar que, na Figura 49 a referida dimensão da camada de mistura para $h_r = 0,2$ encontra-se do lado esquerdo e para $h_r = 0,1$ encontra-se no lado direito, apenas para evitar sobreposições no esquema.

Esta influência de h_r na dimensão da camada de mistura vai de encontro aos resultados de Uijttewaalt e Booij (2000) que apontam para uma diminuição daquela dimensão (δ) para alturas de escoamento pequenas. Aqueles autores observaram que existe um ponto crítico a partir do qual a influência da rugosidade do leito passa a ter um papel dominante podendo conduzir ao desaparecimento das estruturas coerentes (vórtices de eixo vertical) que são suportados por atrito lateral.

Em relação às velocidades obtidas, os valores estão de acordo com Myers *et al.* (2001), sendo possível observar-se não só um aumento das velocidades, que tendem para o valor da velocidade da secção global (U_{Tot}), à medida que o nível de água do escoamento aumenta, mas também uma ligeira aproximação das velocidades entre os leitos, que por sua vez tendem para o referido valor da secção global para grandes alturas relativas (Figura 50).

De notar também, que os valores obtidos experimentalmente (exp) estão bastante próximos dos valores apresentados em Myers *et al.* (2001), demonstrando a validade dos ensaios realizados. Saliente-se que os resultados de Myers *et al.* (2001) foram obtidos a partir dos dados da série 2 da fase A do Flood Channel Facility (FCF), situado no laboratório da HR Wallingford, Reino Unido, que apresenta secção transversal trapezoidal composta e largura relativa, $B/b = 4,2$ semelhantes às do presente estudo.

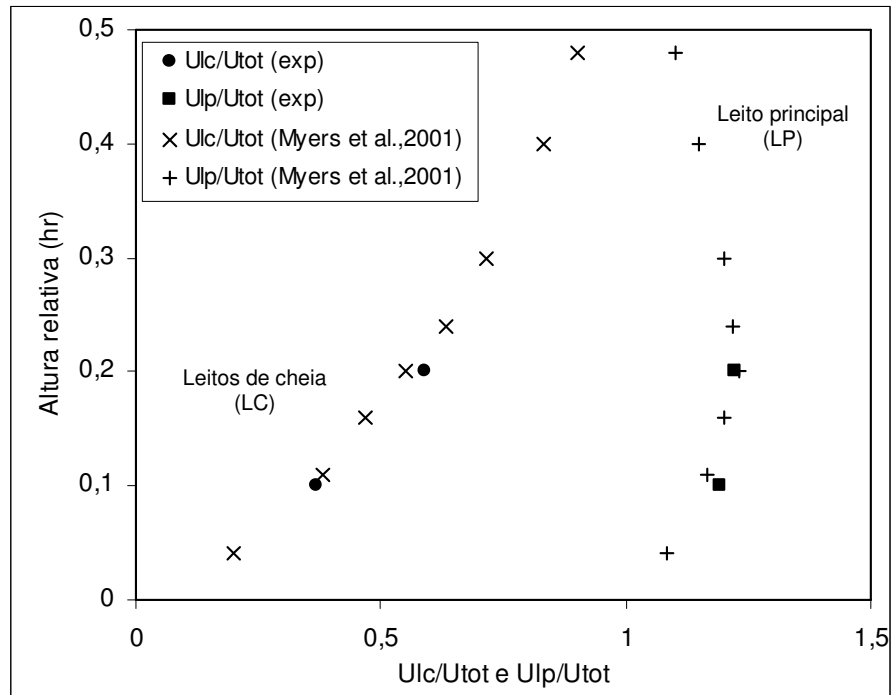


Figura 50 – Rácio das velocidades médias do leito principal e leito de cheia pela velocidade média da secção total ($h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$)

Na Figura 51, é possível observar a referida aproximação das velocidades entre os leitos com o aumento da altura relativa, devido à tendência do rácio de velocidades para o valor unitário.

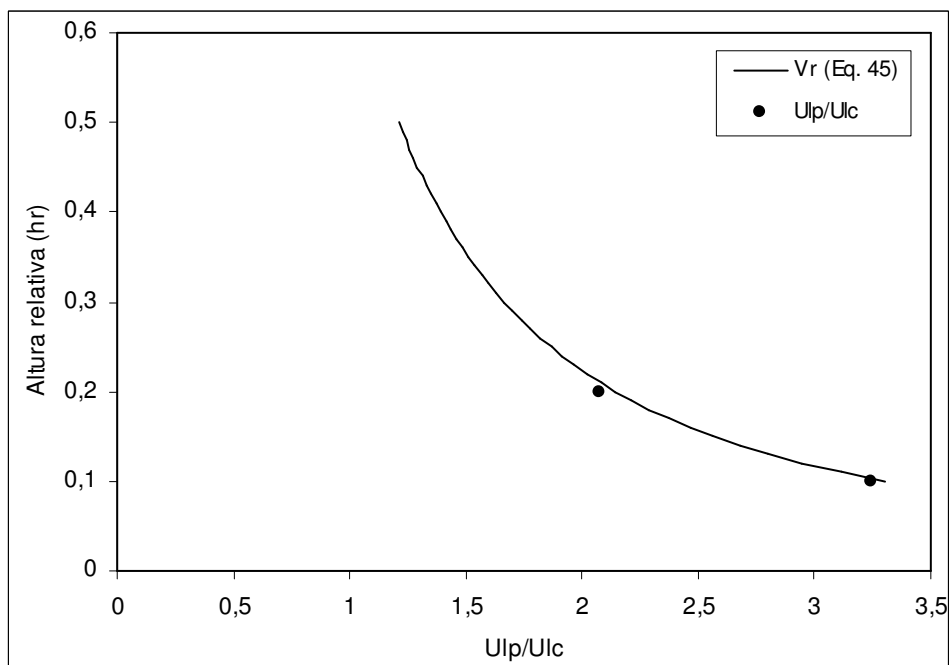


Figura 51 – Rácio da velocidade média no leito principal pela velocidade média do leito de cheia, para $h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$

Para além disso é possível verificar que os valores obtidos são fiáveis, dado a sua proximidade aos valores que se obtêm pela expressão de Myers *et al.* (2001)

$$V_r = K(h_r)^k \quad (45)$$

em que V_r representa o valor analítico do rácio da velocidade no leito principal (U_{LP}) pela velocidade no leito de cheia (U_{LC}), para uma dada altura relativa (h_r); K é um coeficiente obtido experimentalmente e k é um valor exponencial obtido experimentalmente.

No que diz respeito aos caudais, tal como acontece nas velocidades, com o aumento da altura relativa os caudais aumentam, mas também se verifica uma aproximação dos valores dos caudais do leito principal (Q_{LP}) e dos leitos de cheia (Q_{LC}), tendendo para o mesmo valor (Figura 52). Assim sendo, para elevadas alturas relativas, a totalidade do caudal (Q_{Tot}) tende a distribuir-se igualmente por ambos os leitos (Myers *et al.*, 2001).

De notar também, novamente a validade dos ensaios realizados através da proximidade entre os valores obtidos experimentalmente (exp) e os valores apresentados em Myers *et al.* (2001).

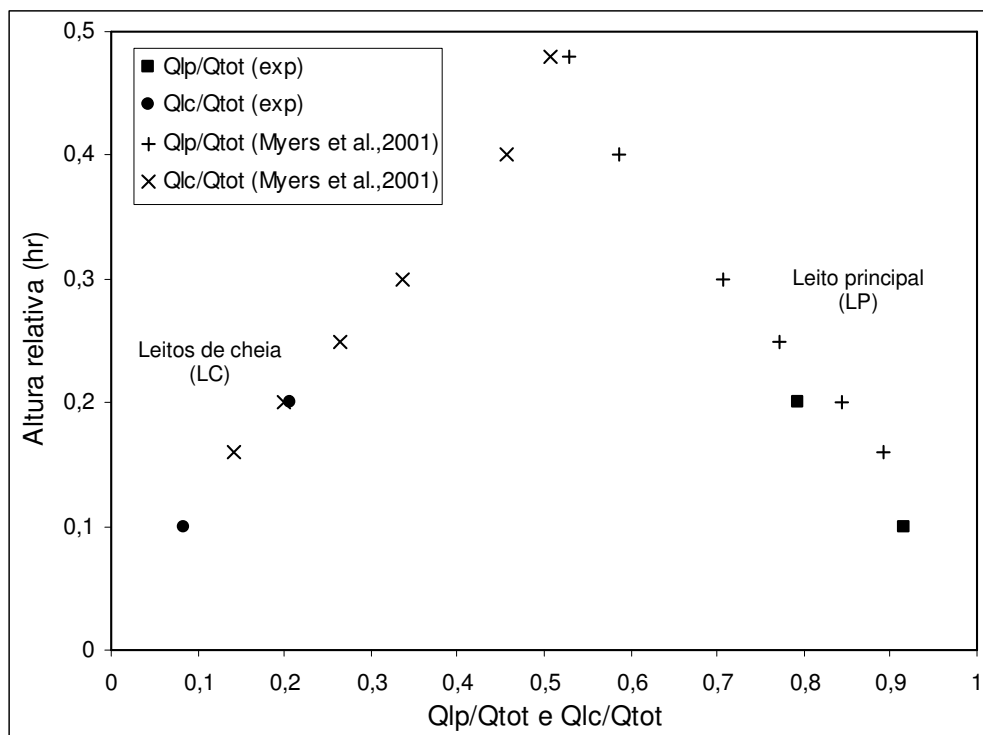


Figura 52 – Rácio dos caudais no leito principal e leito de cheia pelo caudal total, para $h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$

De acordo com a Figura 53, comparando os valores obtidos experimentalmente, com os valores segundo a expressão analítica proposta em Myers *et al.* (2001), é possível concluir-se

que os valores obtidos são de boa qualidade, dada a aproximação entre ambos. A expressão analítica que traduz o conjunto de valores representados é a seguinte

$$Q_r = G(h_r)^g \quad (46)$$

em que Q_r representa o valor analítico do rácio do caudal do leito principal (Q_{LP}) pelo caudal dos leitos de cheia (Q_{LC}), para uma dada altura relativa (h_r); G é um coeficiente obtido experimentalmente e g é um valor exponencial obtido experimentalmente.

Observando o conjunto de valores, verifica-se que estes tendem para o valor unitário, indicando a referida tendência para a aproximação entre ambos dos caudais, dos diferentes leitos.

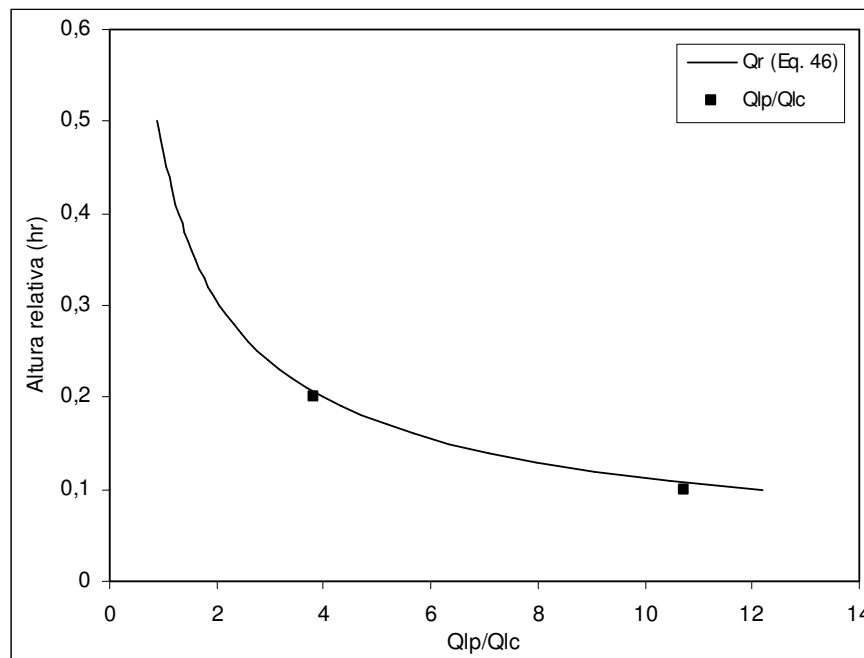


Figura 53 – Rácio do caudal do leito principal pelo caudal do leito de cheia, para $h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$

4.2.3. Distribuição transversal das tensões de arrastamento e de Reynolds

Os perfis transversais das tensões de arrastamento para X7500, para as diferentes alturas relativas, são apresentados na Figura 54.

Observando as tensões de arrastamento aquando da variação da altura relativa (Figura 54), podemos observar que as referidas tensões aumentam em todos os leitos quando o nível de água do escoamento aumenta, sendo essa diferença mais significativa nos leitos de cheia em relação ao leito principal.

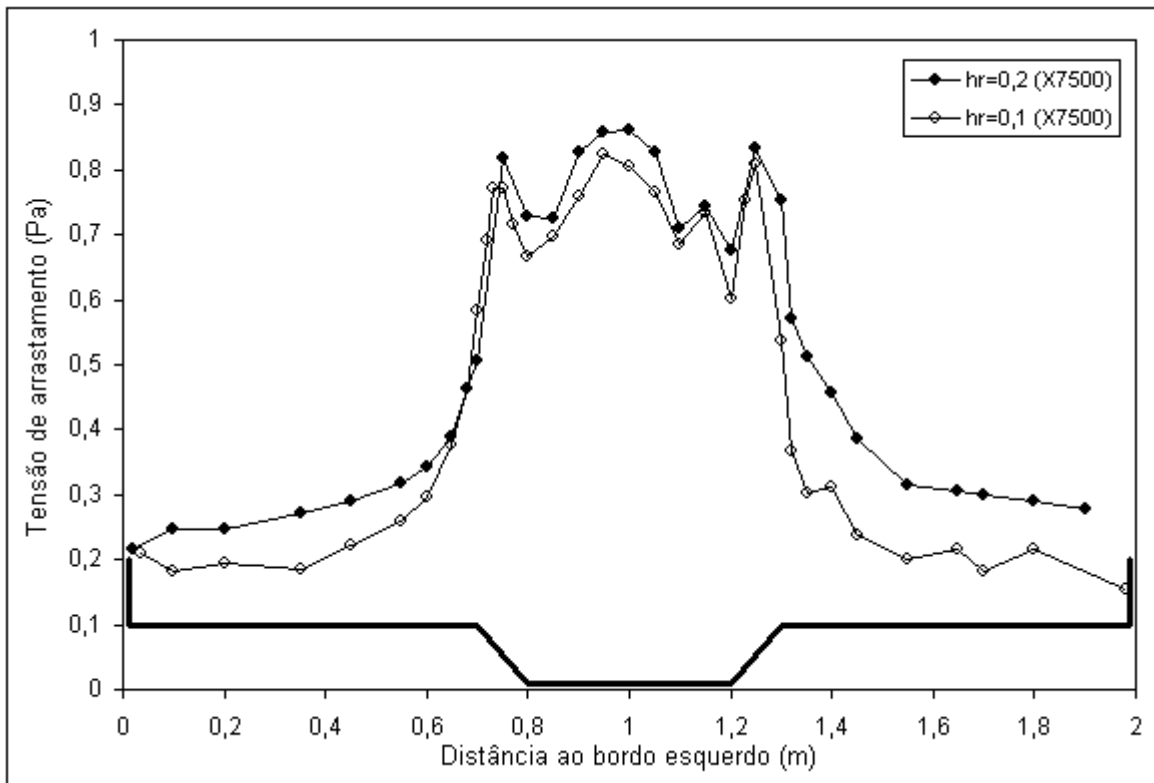


Figura 54 – Comparação dos perfis das tensões de arrastamento em secção transversal, obtidos experimentalmente na secção X7500 ($h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$ em regime uniforme)

Os perfis da tensão de arrastamento na secção transversal apresentam dois “picos” (máximos relativos) coincidentes com as interfaces superiores e dois mínimos relativos coincidentes com as interfaces inferiores. Este comportamento está de acordo com os resultados de Yuen (1989), Atabay (2001) e Atabay *et al.* (2005).

De acordo com a Figura 55, é possível verificar o referido aumento das tensões na totalidade da secção, à medida que se aumenta o nível de água escoada, e que para ambas as alturas relativas, os valores obtidos experimentalmente (Exp) das tensões tangenciais totais ou tensões de atrito totais (τ), se encontram próximos dos valores teóricos obtidos pela expressão (43), em função das características geométricas do canal.

O ligeiro afastamento que se verifica deve-se ao facto de existirem sempre pequenos erros experimentais, mas para além disso pode-se afirmar que as tensões tangenciais calculadas nos leitos de cheia não foram obtidas da maneira mais correcta, dado que era necessário realizarem-se medições junto das paredes laterais, tal como se efectuou no fundo do canal, algo que não foi possível devido ao posicionamento do equipamento. Assim sendo considerou-se um valor constante ao longo do desenvolvimento das paredes laterais igual ao valor obtido na posição mais próxima das mesmas.

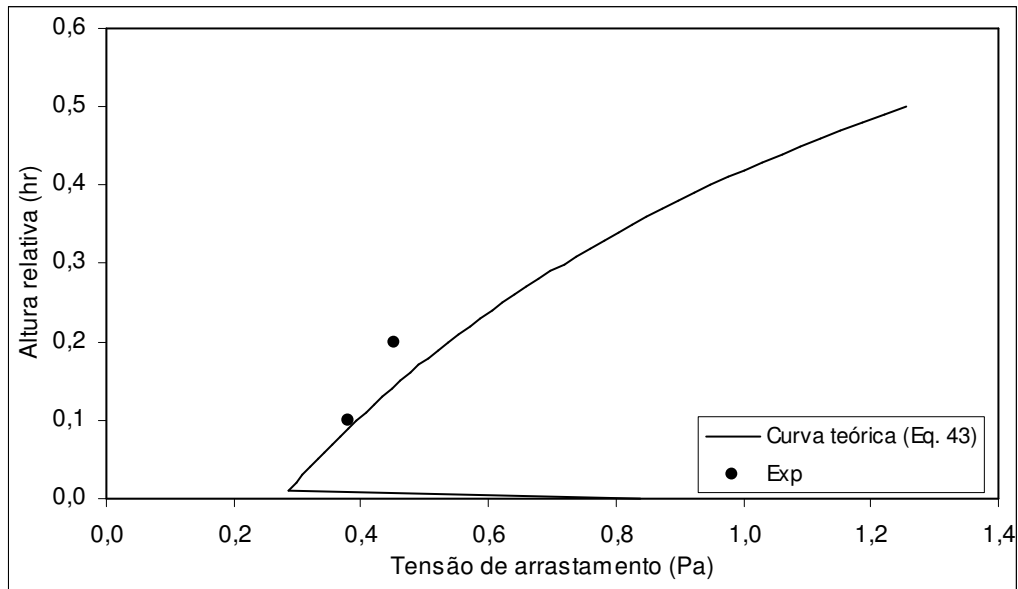


Figura 55 – Comparação dos valores obtidos experimentalmente para tensões totais de atrito ($h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$), em relação aos valores teóricos

Segundo Christodoulou (1992), em escoamentos uniformes o balanço de forças ao longo do leito principal conduz a

$$\tau_{xy} \cdot 2h + \tau_{LP} \cdot P_{LP} = \rho \cdot g \cdot S_0 \cdot S_{LP} \quad (47)$$

em que τ_{xy} representa as tensões de Reynolds (Pa); h a altura de água nos leitos de cheia (m); τ_{LP} as tensões tangenciais no leito principal (Pa); P_{LP} o perímetro molhado no leito principal (m); ρ a massa volúmica (1000 kg/m^3); g a aceleração gravítica ($9,8 \text{ m/s}^2$); S_0 o declive do canal, em m/m (na situação de regime uniforme é paralelo à linha de energia, que corresponde ao parâmetro S_f) e S_{LP} a área do leito principal (m^2). Nesta equação, o primeiro membro corresponde ao somatório de forças resistentes, enquanto que o segundo membro corresponde ao somatório das forças gravíticas.

O balanço de forças aplicado a cada leito de cheias resulta em

$$\tau_{LC} \cdot P_{LC} - \tau_{xy} \cdot h = \rho \cdot g \cdot S_0 \cdot S_{LC} \quad (48)$$

em que τ_{LC} representa as tensões tangenciais no leito de cheia; P_{LC} o perímetro molhado no leito cheia e S_{LC} a área do leito de cheia.

O balanço de força aplicado a toda a secção traduz-se por

$$\tau_{LP} \cdot P_{LP} + 2 \cdot \tau_{LC} \cdot P_{LC} = \rho \cdot g \cdot S_0 \cdot S_{tot} \quad (49)$$

em que S_{tot} a área total da secção.

De notar que τ_{LP} e τ_{LC} foram obtidos integrando os perfis de tensão de arrastamento, tal como foi feito para os caudais (ver secção 3.5.1).

Em percentagem a equação anterior pode escrever-se (Knight e Hamed, 1984)

$$\%SF_{LP} + 2 \cdot \%SF_{LC} = 1 \quad (50)$$

na qual $\%SF_{LP}$ representa a percentagem das forças de atrito actuantes no leito principal e $\%SF_{LC}$ representa a percentagem de forças de atrito actuantes no leito de cheia. De notar também, que esta expressão é igual ao valor unitário se as tensões forem obtidas pelo valor teórico.

No caso em estudo o valor é próximo da unidade porque tal como referido há pequenos erros experimentais. As percentagens podem ser calculadas da seguinte forma

$$\%SF_{LP} = \frac{\tau_{LP} \cdot P_{LP}}{\rho \cdot g \cdot S_0 \cdot S_{tot}} \quad (51)$$

$$\%SF_{LC} = \frac{\tau_{LC} \cdot P_{LC}}{\rho \cdot g \cdot S_0 \cdot S_{tot}} \quad (52)$$

Na Figura 56, os valores obtidos experimentalmente (Exp) para a percentagem das forças de atrito actuantes nos leitos de cheia são comparados com a curva experimental proposta por Knight e Hamed (1984) e apresentam uma ordem de grandeza semelhante, sendo que a diferença existente pode ser justificada pela diferente geometria dos canais comparados, não só nas dimensões mas também em relação à geometria da secção transversal (o leito principal do canal em estudo é trapezoidal e os valores de Knight e Hamed, 1984, são de um canal com leito rectangular).

Assim sendo também o parâmetro α , que representa o quociente entre metade da dimensão total do canal em secção transversal e metade da dimensão do leito principal, pode variar ligeiramente dado que no caso em estudo a zona de interface é inclinada.

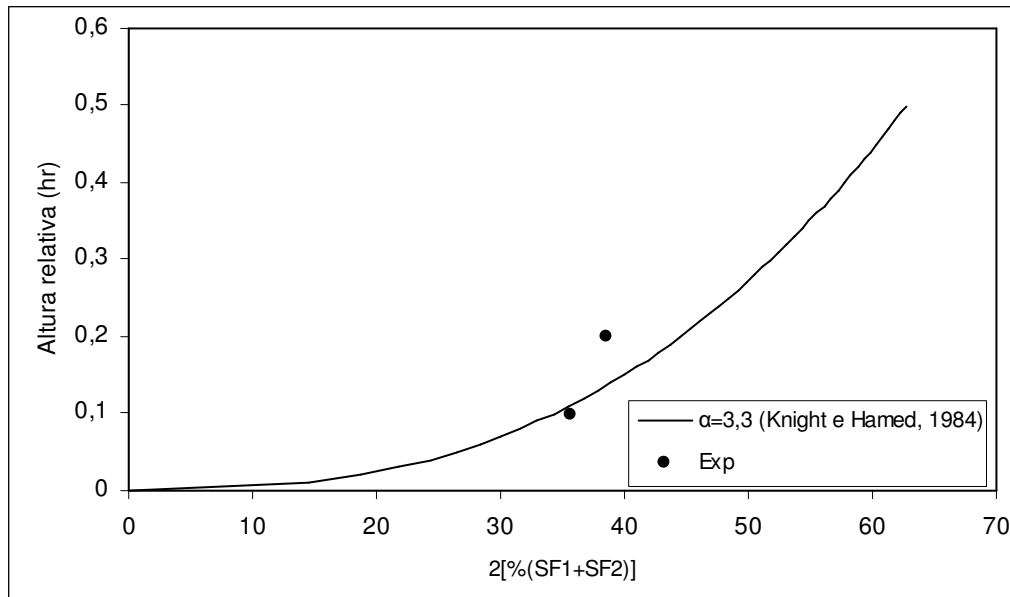


Figura 56 – Percentagem das forças de atrito actuantes nos leitos de cheia, para $h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$

Os valores teóricos neste caso são obtidos pela seguinte expressão

$$[\%(SF_{LC}^{esq} + SF_{LC}^{dir})] = 48(\alpha - 0,8)^{0,289} (2h_r)^{1/n} \quad (53)$$

na qual

$$n = 0,75e^{0,38\alpha} \quad (54)$$

De acordo com Knight e Hamed (1984), para canais de fundo liso, com geometria constante, a percentagem das forças de atrito que se verificam nos leitos de cheia aumenta com o aumento da altura de água, tal como acontece nos valores obtidos experimentalmente. Para além disso, também é indicado no referido estudo, que para canais bastante largos (parâmetro α elevado), para além da altura relativa tender para o valor unitário, essa percentagem de forças tende para os 100%.

Conhecidas as forças de atrito nos leitos de cheia podem determinar-se as “forças de atrito aparente” (ASF , na denominação inglesa “apparent shear forces”). Este conceito foi apresentado pela primeira vez por Myers (1978) e representa a transferência de quantidade de movimento originada pelo gradiente de velocidades que gera estruturas turbulentas (vórtices de eixo vertical) que induzem uma perda de carga adicional.

Usualmente, as forças de atrito aparentes são definidas nas verticais que separam os leitos de cheias do leito principal que correspondem em percentagem a

$$\%ASF_v = \frac{\tau_{xy} \cdot h}{\rho \cdot g \cdot S_0 \cdot S_{tot}} \quad (55)$$

Considerando o mesmo parâmetro α , na Figura 57 comparou-se os valores experimentais (Exp) com a variação dessas forças de acordo com o estudo Knight e Hamed (1984), com um canal de características idênticas às referidas anteriormente, no qual é possível verificar alguma semelhança nos valores, sendo que as diferenças verificadas podem ser justificadas com os factos mencionados nas percentagens das forças de atrito desenvolvidas nos leitos de cheia, incluindo o pormenor das interfaces que podem sofrer uma ligeira alteração na sua posição afectando as áreas influentes de cada leito. Os valores teóricos são obtidos pela seguinte expressão

$$\%ASF_v = \frac{50}{(\alpha - 1)h_r + 1} - \frac{1}{2} \{100 - [\%(SF_{LC}^{esq} + SF_{LC}^{dir})]\} \quad (56)$$

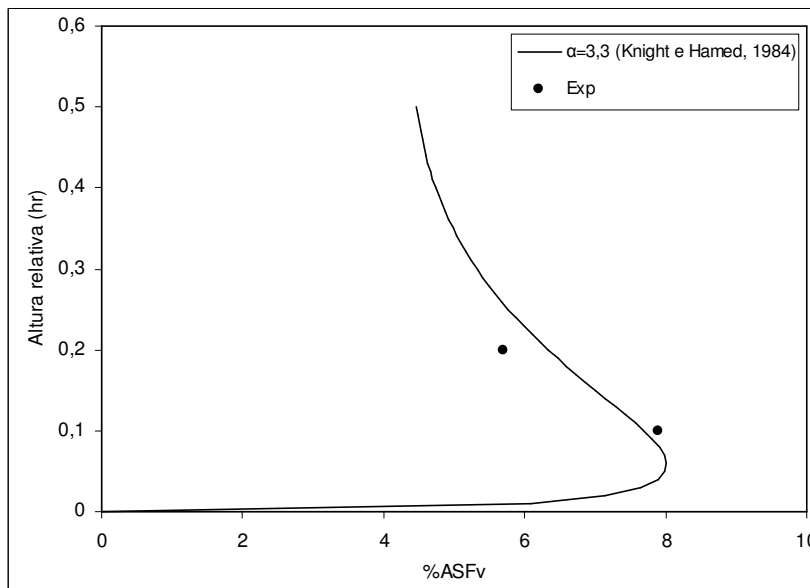


Figura 57 – Variação das forças de atrito aparente verticais, para $h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$

Segundo Knight e Hamed (1984), o facto das forças de atrito verticais aparentes serem positivas e apresentarem valores de 3-14%, traduzem um retardamento do escoamento no leito principal, provocado pelo escoamento nos leitos de cheia. De notar que para menores alturas de água escoada, verificam-se maiores forças de atrito aparentes verticais, o que significa que com o aumento do nível de água escoada verifica-se uma redução da interacção entre leitos, logo há uma redução do efeito dos vórtices de larga escala que provocam as transferências de massa e de quantidade de movimento.

Esta verificação pode também ser comprovada através dos valores das tensões tangenciais ou de Reynolds (τ_{xy}) que se verificam entre os leitos, calculadas através das expressões (47) e (48), com base nas medições realizadas para as tensões de arrastamento junto ao fundo. No caso em estudo, se os valores fossem calculados pela expressão teórica (49) teriam que dar o mesmo valor, tanto através das tensões verificadas no leito principal como nos leitos de cheia, mas como se procedeu à integração das tensões verificadas em cada leito, pelos respectivos perímetros, de acordo com o procedimento indicado na secção 3.5.1, realizou-se a média dos valores obtidos.

Nas Figura 58 e Figura 59 é possível observar semelhanças entre os valores obtidos experimentalmente (Exp) e os valores de Prooijen *et al.* (2005).

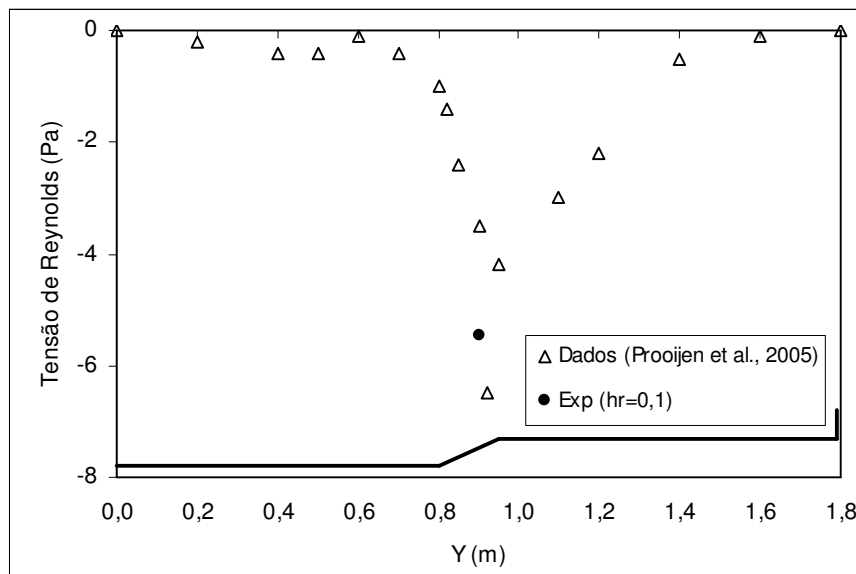


Figura 58 – Tensão de Reynolds obtida experimentalmente para $h_r = 0,1$

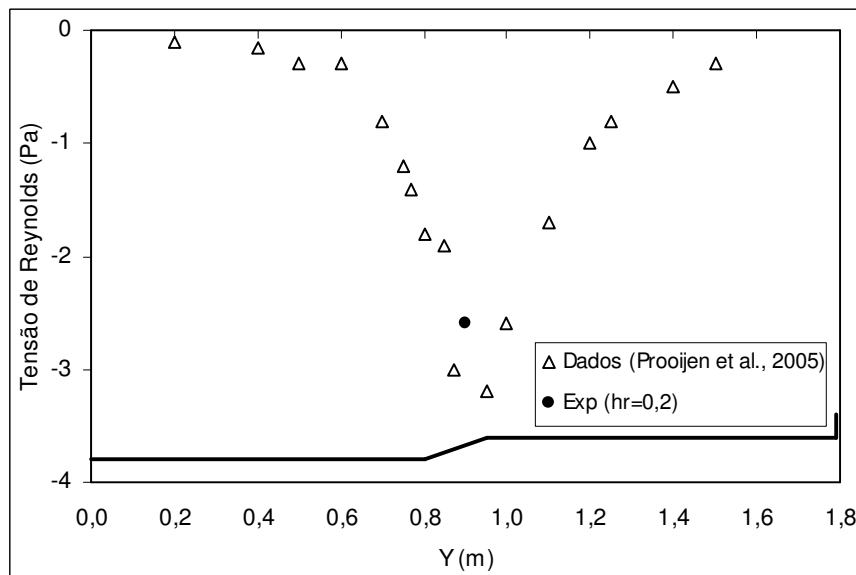


Figura 59 – Tensão de Reynolds obtida experimentalmente para $h_r = 0,2$

Salienta-se que, apesar da geometria do canal do presente estudo e do canal utilizado por Prooijen *et al.* (2005) ser igual no que diz respeito ao número de leitos e à inclinação das interfaces, é diferente nas suas dimensões, daí a colocação dos valores obtidos experimentalmente numa posição idêntica à considerada naquele estudo, para efeitos de comparação, mas que na prática não corresponde à verdadeira posição Y (m) do canal estudado. Assim sendo, é possível observar uma redução das tensões tangenciais entre leitos para maiores alturas de água escoadas.

Apresenta-se na Figura 60 as medições das tensões tangenciais entre leitos (τ_{xy}) realizadas através das sondas UVP com posicionamento cruzado (ver secção 3.3.3) e com introdução de partículas de Silte no escoamento para optimização das leituras (ver secção 3.5.3). Com leituras cruzadas, é possível obter as duas componentes da velocidade que possibilitam o cálculo das referidas tensões (τ_{xy}) através da expressão (21). Os valores apresentados referem-se a medições efectuadas numa horizontal situada a 40% da altura do escoamento nos leitos de cheia.

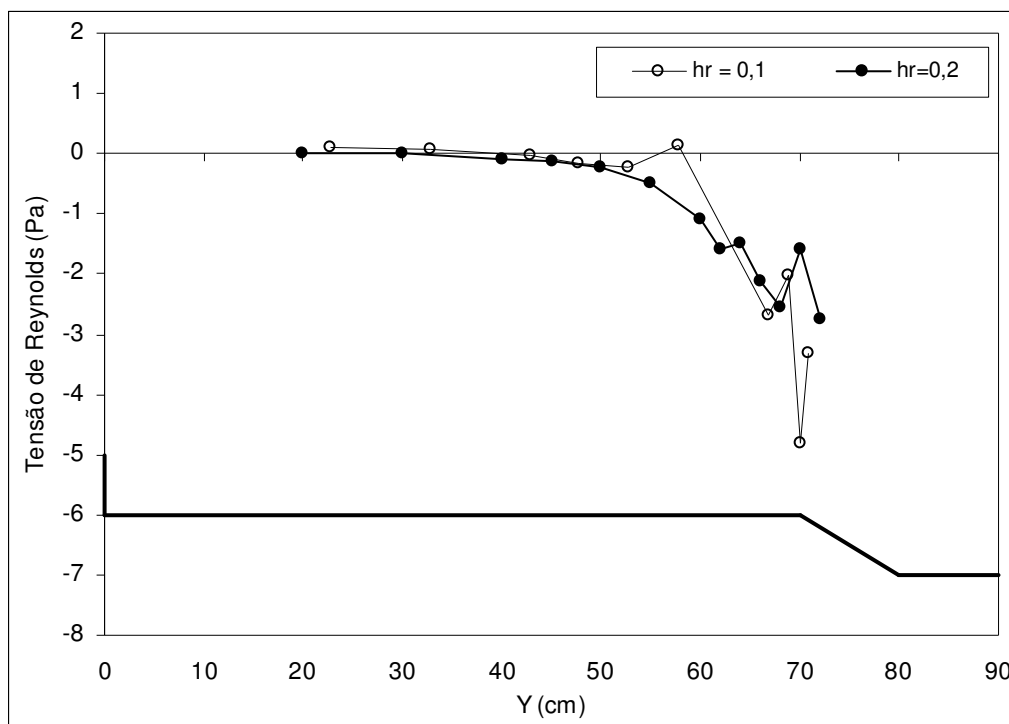


Figura 60 – Tensões de Reynolds obtidas experimentalmente através das sondas UVP, para $h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$

Os valores obtidos experimentalmente, através das sondas UVP, estão muito próximos dos valores obtidos a partir das tensões de arrastamento medidas com tubo de Pitot, mostrando novamente que há um decréscimo das tensões tangenciais entre leitos para alturas relativas maiores. Nestes ensaios foram medidas mais posições na secção transversal, nomeadamente

no sentido do leito principal, mas os valores obtidos não eram coerentes, dada a dificuldade de se obterem bons resultados com este posicionamento das sondas.

4.3. Regime não uniforme

4.3.1. Desenvolvimento do escoamento ao longo do canal

Em função das condições padrão deste estudo ($h_r = 0,2$ em regime uniforme), realizou-se a destabilização dos caudais dessa situação. Essa destabilização foi efectuada mantendo o mesmo caudal total e aumentando em 20% o caudal abastecido aos leitos de cheia relativamente à referida situação padrão. O principal objectivo desta acção, tal como foi referido anteriormente, foi averiguar as alterações dos perfis de velocidade, tensões no fundo e tensões de corte, promovendo as transferências de massa entre os leitos.

Nesta situação, as condições de estudo foram as seguintes: no que diz respeito a caudais, foram introduzidos 40,1 l/s no leito principal e 13,3 l/s nos leitos de cheia. Em relação aos níveis, que neste caso já não são iguais ao longo do canal, observou-se uma altura de água no leito principal de 0,1266 m em X3000, 0,1253 m em X6000 e finalmente 0,1252 m em X7500. O Quadro 10 permite visualizar os caudais obtidos ao longo do canal, pelo processo mencionado na secção 3.5.1, assim como a existência de transferências de massa de água entre os leitos.

Quadro 10 – Valores dos caudais obtidos experimentalmente para $h_r = 0,2$ em regime não uniforme

	Alimentação	X3000		X6000		X7500	
Q_{lc} (l/s)	13,3	13,27	99,78%	12,81	96,29%	12,90	97,01%
Q_{lp} (l/s)	40,1	40,13	100,07%	40,59	101,23%	40,50	100,99%
	Factor	1,06	-	0,98	-	1,02	-
	H_{med} (m)	0,126		0,125		0,125	

Tal como foi referido anteriormente, os factores apresentados no Quadro 10, correspondem a factores de ajustamento das velocidades em função dos caudais totais obtidos nas integrações (ver secção 3.5.2).

Observando as percentagens obtidas, que indicam a proximidade dos valores obtidos em cada secção em relação aos valores introduzidos a montante, é possível verificar uma alteração mais significativa nos valores dos caudais de cada leito, quando comparados com as situações de regime uniforme, comprovando que houve ligeiras transferências de massa de água entre os leitos de cheia e o leito principal.

Comparando as percentagens dos caudais nos leitos de cheia em relação aos caudais totais introduzidos a montante (Figura 61), em regime uniforme e não uniforme, denotam-se não só alterações mais significativas de caudais na situação de regime não uniforme, comprovando o que foi dito anteriormente em relação às transferências de massa entre leitos, mas também é possível verificar o incremento de caudal nos leitos de cheia aquando da destabilização (RNU).

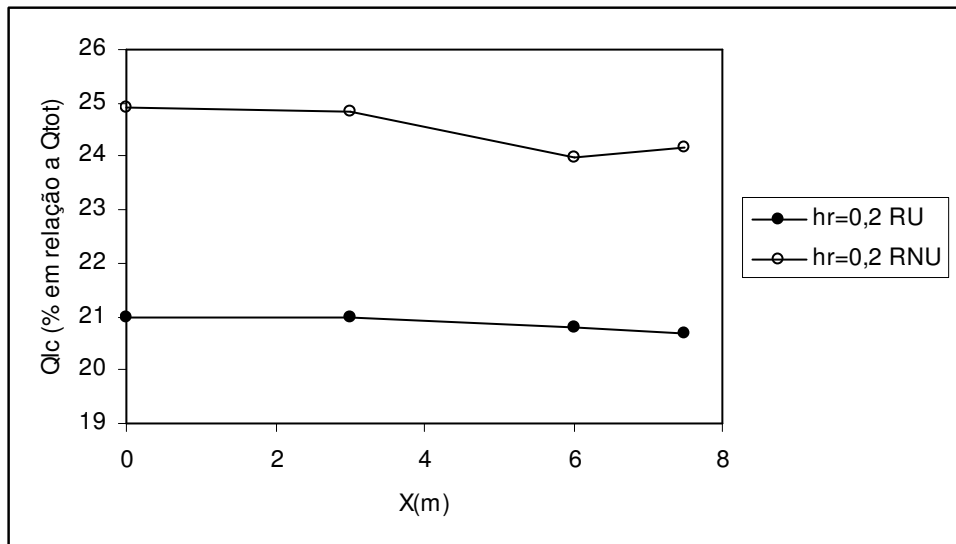


Figura 61 – Variação longitudinal dos caudais dos leitos de cheia para $h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme

Graficamente, em secção transversal, a situação de regime não uniforme apresenta perfis de velocidade com um padrão semelhante aos perfis obtidos em regime uniforme e os perfis X6000 e X7500 também se encontram muito próximos indicando que nesta posição, já estamos perante uma situação de estagnação de fenómenos que possam alterar significativamente os valores das velocidades.

A diferença para o regime uniforme consiste no facto do perfil X3000 estar ligeiramente acima dos restantes perfis ao longo de toda a secção transversal, situação que pode ter resultado da calibração do tubo de Pitot (Figura 62), porque nos leitos de cheia essa situação é normal, devido ao incremento de caudal nos mesmos, mas o mesmo não deveria acontecer no leito principal, onde o perfil das velocidades deveria estar ligeiramente mais abaixo em relação aos perfis mais a jusante do canal.

Como tal, neste regime verifica-se, longitudinalmente, uma ligeira alteração no comprimento da camada de mistura (δ), nomeadamente um decréscimo desse mesmo comprimento no sentido de jusante, apresentando na posição X3000 um valor de $\delta = 0,129$ m e na posição X7500 um valor de $\delta = 0,110$ m.

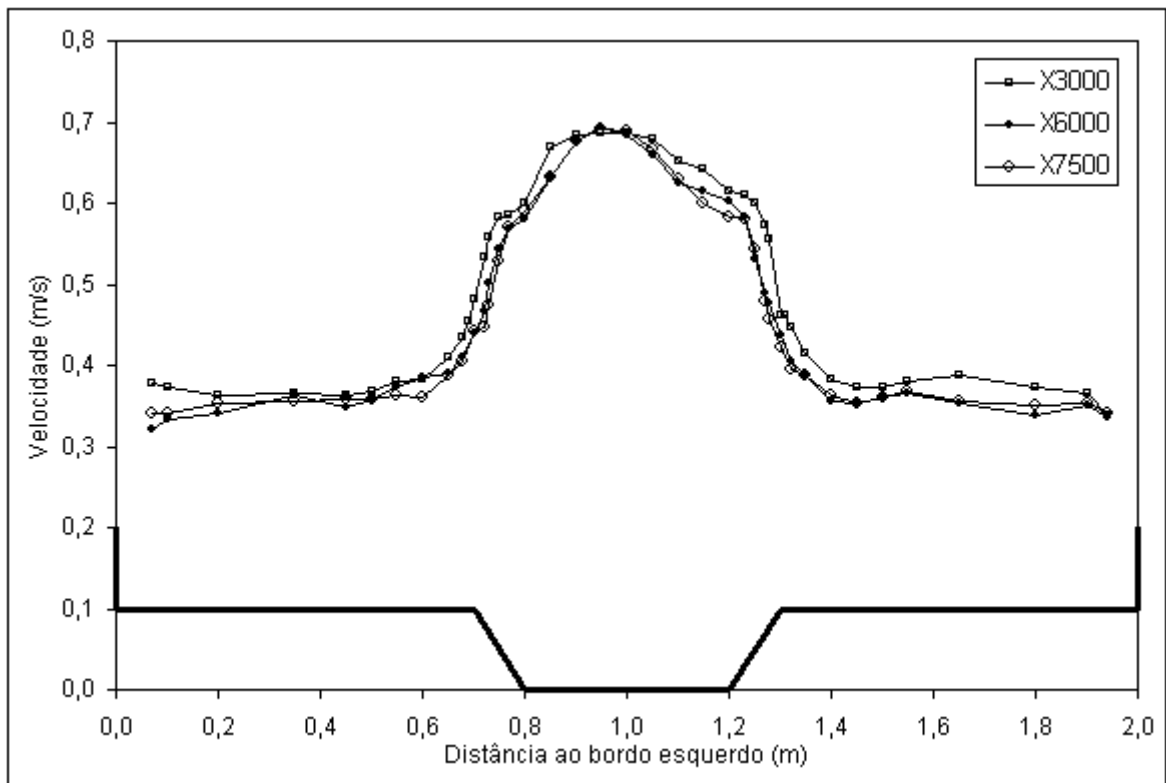


Figura 62 – Perfis das velocidades em secção transversal, obtidos experimentalmente em várias secções ($h_r = 0,2$ em regime não uniforme)

De notar também, que a assimetria e os ligeiros “picos” que se verificam em determinadas zonas do perfil da secção transversal, nomeadamente a zona do perfil transversal de velocidades junto à parede lateral esquerda, devem-se a problemas de alimentação a montante, a pequenos erros de medição ou calibração do equipamento.

Em relação às tensões de arrastamento, os perfis das secções apresentam valores bastante próximos, semelhante à situação de regime uniforme para $h_r = 0,2$, mas com a diferença do perfil X3000 estar ligeiramente superior aos restantes perfis, denotando uma ligeira redução das tensões, consequência que pode resultar do facto de se verificar um ligeiro abrandamento das velocidades ao longo do canal (Figura 63).

4.3.2. Distribuição transversal da velocidade média em profundidade e caudais por leito

Comparando os perfis X7500 para ambos os regimes de escoamento (Figura 64), para além dos pormenores descritos anteriormente sobre ambos os perfis, é possível observar que para a mesma altura relativa de água ($h_r = 0,2$), o incremento de caudal nos leitos cheia, faz com que as velocidades aumentem ligeiramente nos referidos leitos, com consequente redução das

velocidades no leito principal em relação ao regime uniforme (*i.e.* verifica-se uma aproximação das velocidades médias entre os leitos).

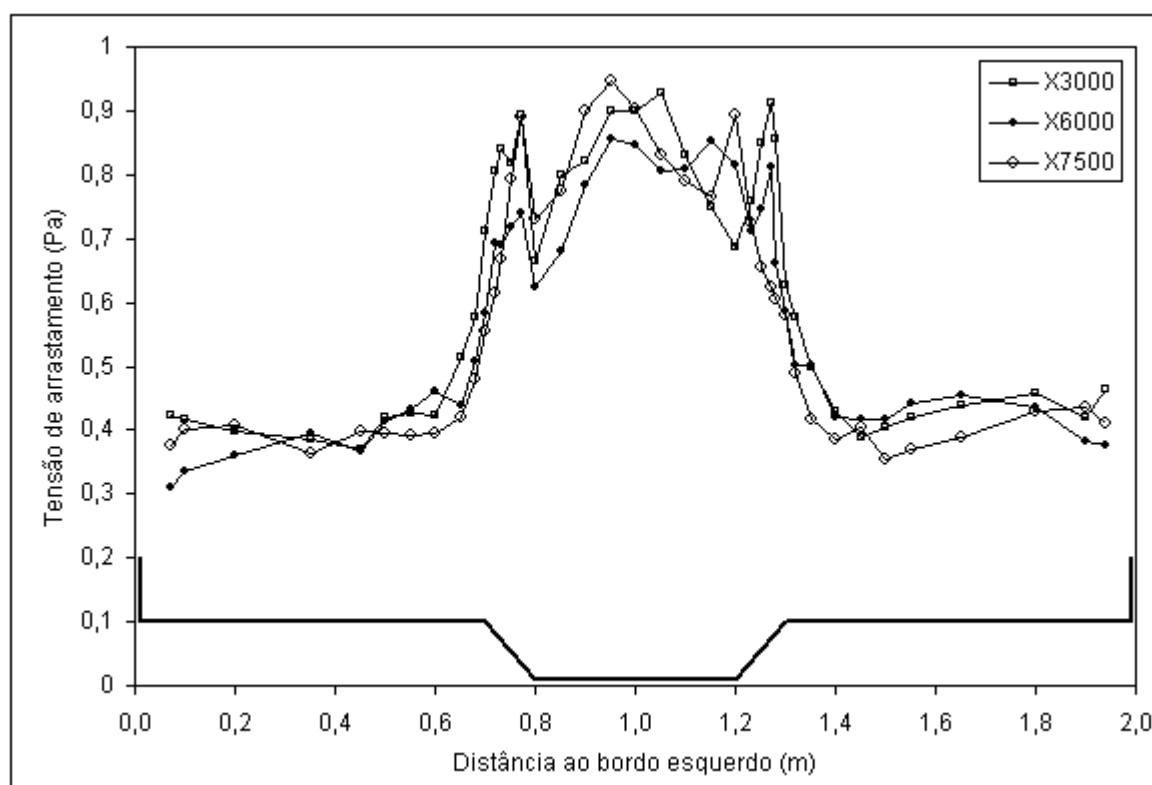


Figura 63 – Perfis das tensões de arrastamento em secção transversal, obtidos experimentalmente nas várias secções ($h_r = 0,2$ em regime não uniforme)

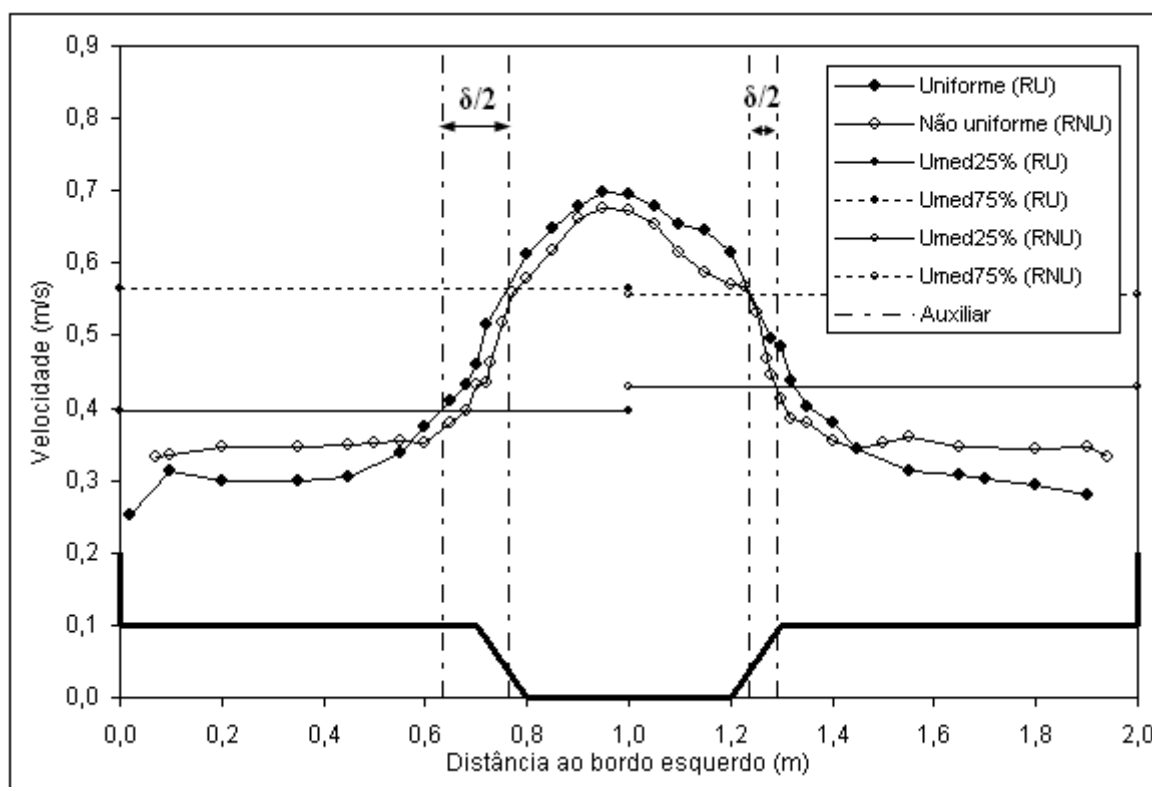


Figura 64 – Comparação dos perfis de velocidades em secção transversal, obtidos experimentalmente na posição X7500 ($h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme)

No que diz respeito ao comprimento da camada de mistura, de acordo com a Figura 64, e segundo os procedimentos descritos na secção 4.2.2, é possível observar que na passagem do regime uniforme (RU) para o regime não uniforme (RNU), se verifica uma diminuição significativa do comprimento da camada de mistura, nomeadamente de $\delta = 0,257$ m (regime uniforme) para $\delta = 0,110$ m (regime não uniforme).

De acordo com a Figura 65, tal como seria de esperar, o incremento de caudal nos leitos de cheia resulta num aumento das velocidades (directamente proporcionais), para altura de água aproximadamente constante, e consequentemente numa redução das velocidades no leito principal, porque o caudal total nestas condições é igual ao caudal da situação padrão.

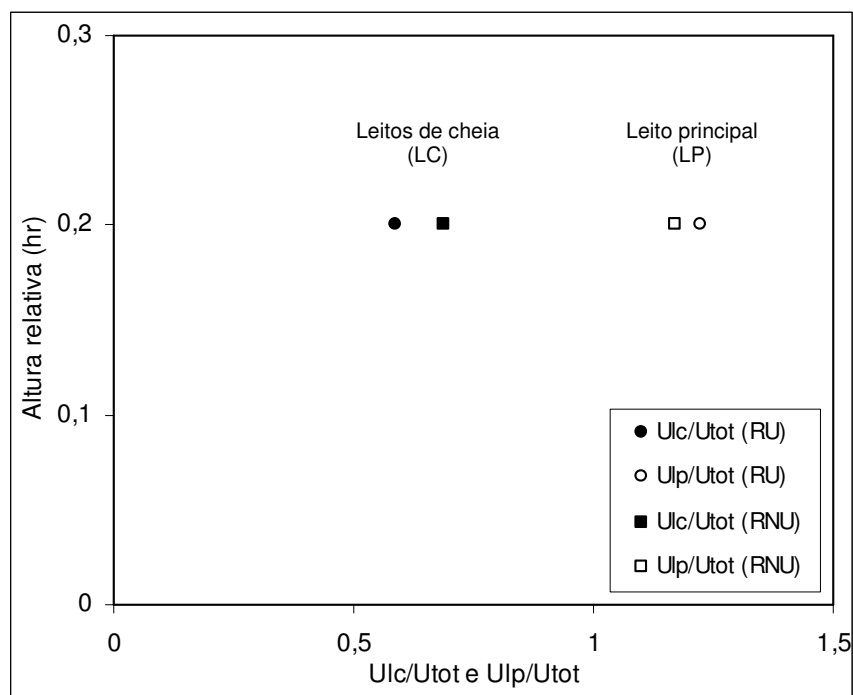


Figura 65 – Rácio das velocidades médias do leito principal e leito de cheia pela velocidade média da secção total ($h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme)

Em relação à Figura 66, no regime não uniforme, o valor do rácio da velocidade no leito principal pela velocidade nos leitos de cheia diminui, afastando-se dos valores teóricos dados pela expressão (45).

Na Figura 67, verifica-se a referida situação da destabilização do regime uniforme, com o incremento de caudal nos leitos de cheia, resultando numa redução do caudal no leito principal (regime não uniforme).

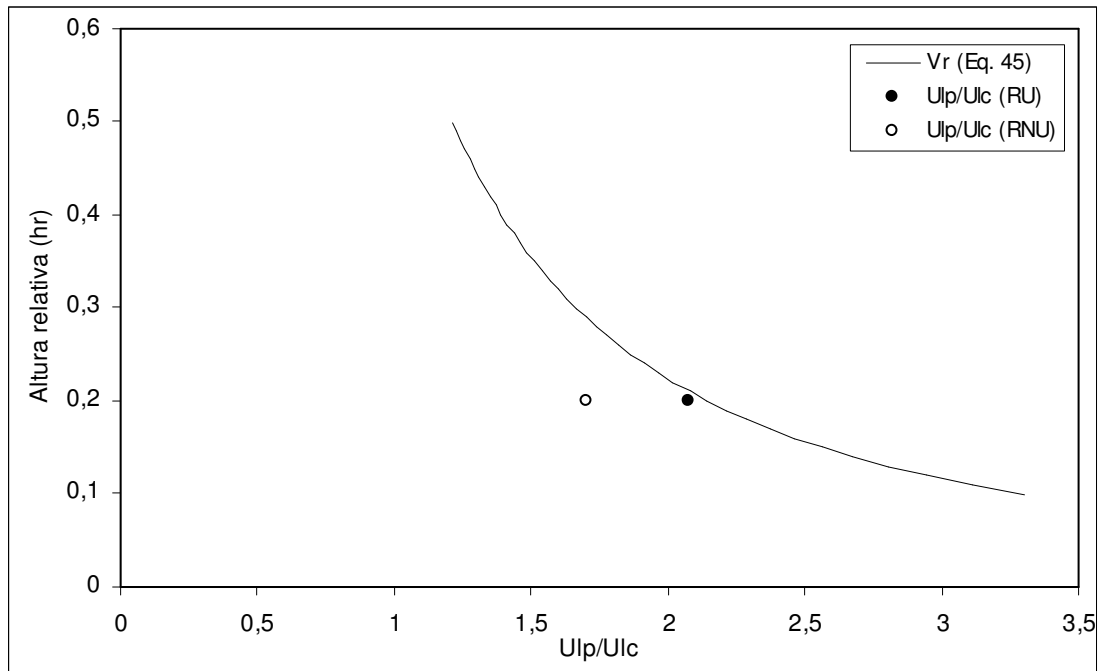


Figura 66 – Rácio da velocidade média no leito principal pela velocidade média do leito de cheia, para $h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme

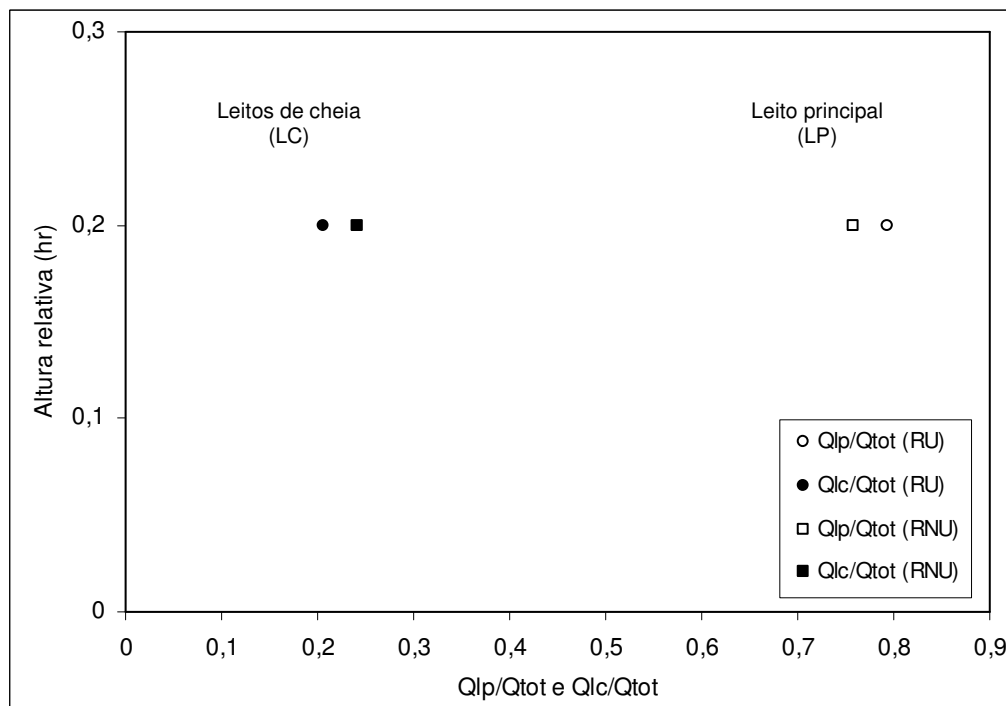


Figura 67 – Rácio dos caudais no leito principal e leito de cheia pelo caudal total, para $h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme

No regime não uniforme (RNU), de acordo com a Figura 68, o valor do rácio do caudal no leito principal pelo caudal nos leitos de cheia diminui, afastando-se da curva teórica dada pela expressão (46).

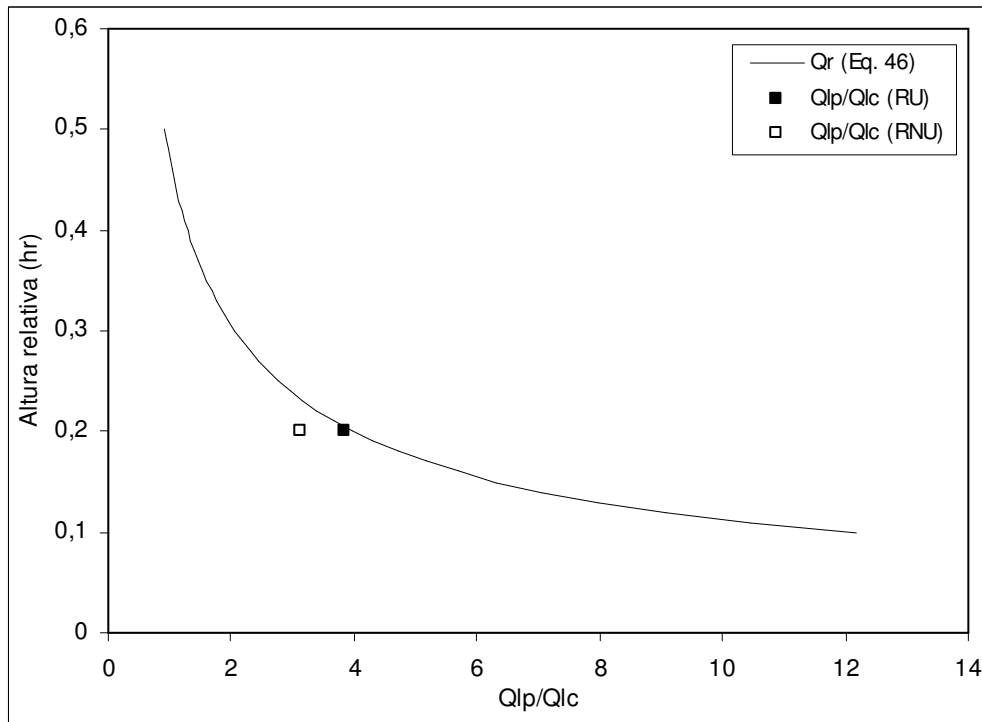


Figura 68 – Rácio do caudal do leito principal pelo caudal do leito de cheia, para $h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme

4.3.3. Distribuição transversal das tensões de arrastamento e de Reynolds

Comparando a situação entre os dois regimes de escoamento (Figura 69), na posição X7500, pode-se verificar que apesar de terem perfis com padrão semelhante, nomeadamente com dois “picos” coincidentes com as interfaces superiores e dois mínimos relativos coincidentes com as interfaces inferiores (Yuen, 1989), parece haver uma ligeira deslocação dos “picos” das interfaces superiores, para o interior do leito principal. Este ligeiro desvio da camada de mistura pode estar relacionado com a transferência de massa dos leitos de cheia para o leito principal, que desloca os vórtices de eixo horizontal na direcção do leito principal.

Para além disso, no regime não uniforme os valores das tensões no fundo do canal são ligeiramente superiores, apresentando maior diferença nos leitos de cheia, isto devido aos valores superiores de velocidade nestas zonas, para a situação de destabilização dos caudais.

Para o estudo das tensões desenvolvidas no regime não uniforme foram utilizadas as mesmas expressões do capítulo 4.2.3, com uma ligeira diferença em relação ao parâmetro S_0 que é substituído por S_f (inclinação da linha de energia) dado pela seguinte expressão que traduz a conservação da quantidade de movimento, nestas circunstâncias (Chow, 1959)

$$\frac{d}{dX}(S.U^2) + g.S \frac{dH}{dX} = g.S(S_0 - S_f) \quad (57)$$

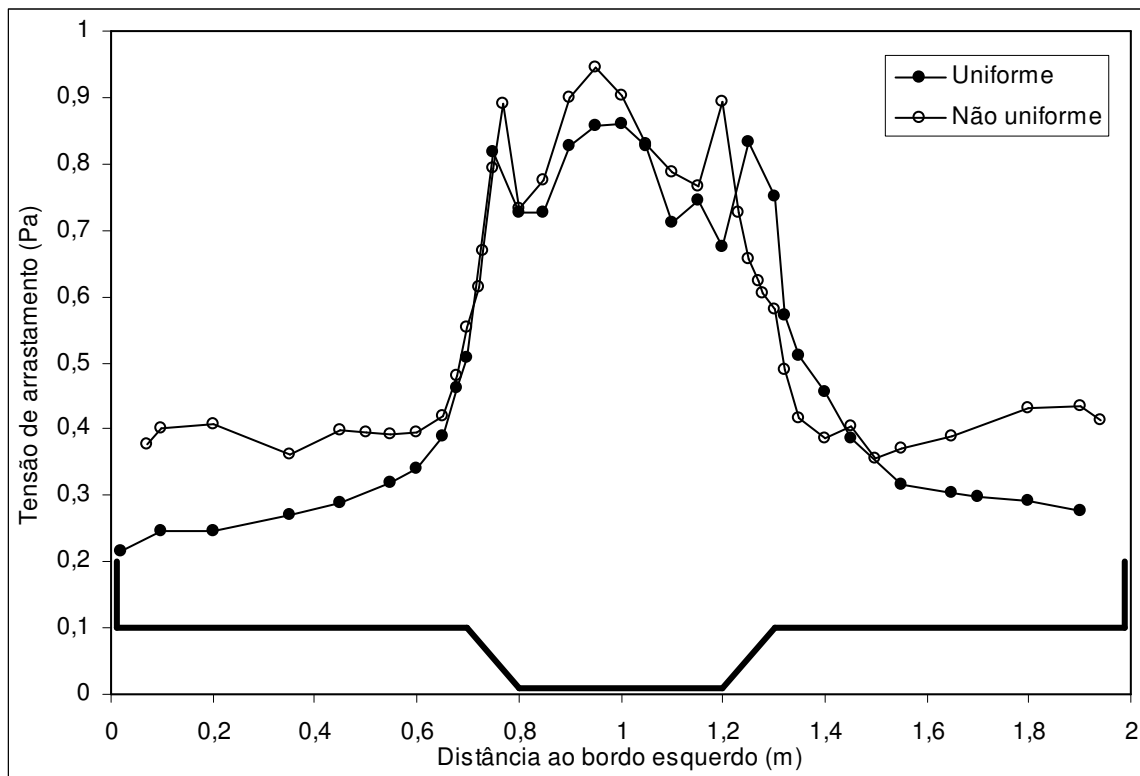


Figura 69 – Comparação dos perfis das tensões de arrastamento em secção transversal, obtidos experimentalmente na secção X7500 ($h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme)

Foram calculados dois parâmetros S_f , um correspondente ao leito principal ($S_{fLP} = 1,25 \times 10^{-3}$ m/m) e outro correspondente aos leitos de cheia com valor médio dos dois leitos ($S_{fLC} = 1,29 \times 10^{-3}$ m/m), tendo sido posteriormente colocados nas respectivas expressões. De notar, que pode haver algum erro associado ao cálculo dos referidos parâmetros, dado que as variações (derivadas) consideradas foram da secção X6000 para X7500, o que corresponde a uma distância considerável para se averiguar este tipo de variações (nomeadamente os níveis de água). A situação mais correcta seria avaliar variações mais próximas possíveis da secção X7500, mas o valor a determinar é bastante pequeno e como tal as variações são pouco significativas.

Observando a Figura 70, conclui-se que com a destabilização dos caudais (regime não uniforme), há um aumento das tensões totais de atrito, e como tal verifica-se uma ligeira aproximação à curva teórica dada pela expressão (43).

Em relação à Figura 71, é possível verificar um aumento das forças de atrito nos leitos de cheia aquando da destabilização de caudais nos referidos leitos do canal (RNU), com consequente aproximação à curva teórica dada pela expressão (53).

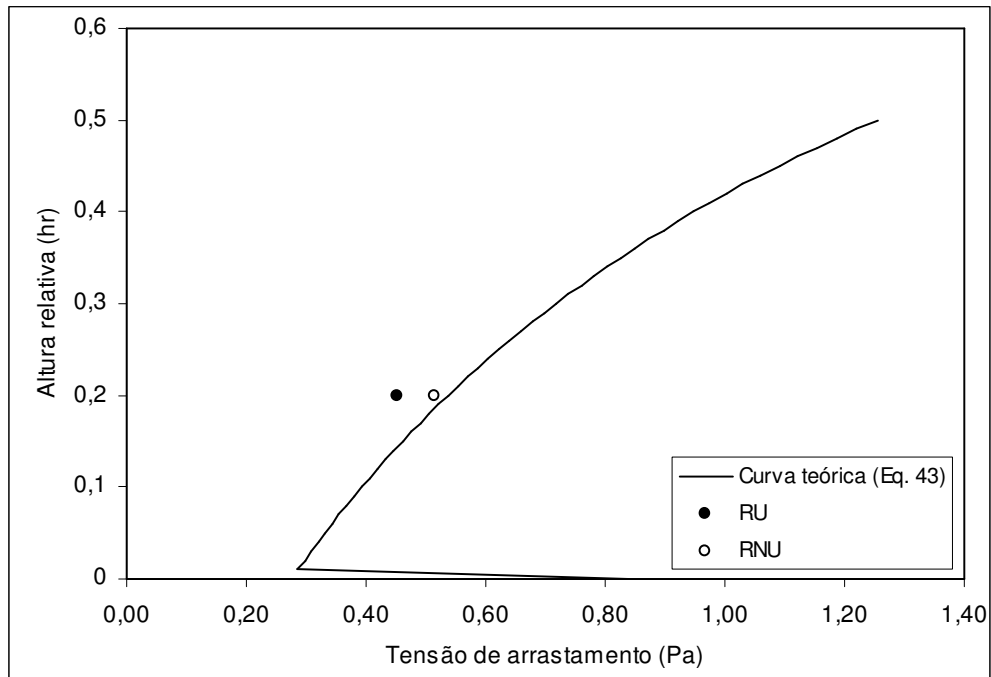


Figura 70 – Comparação dos valores obtidos experimentalmente para tensões totais de atrito ($h_r = 0,2$ no regime uniforme e não uniforme), com valores teóricos.

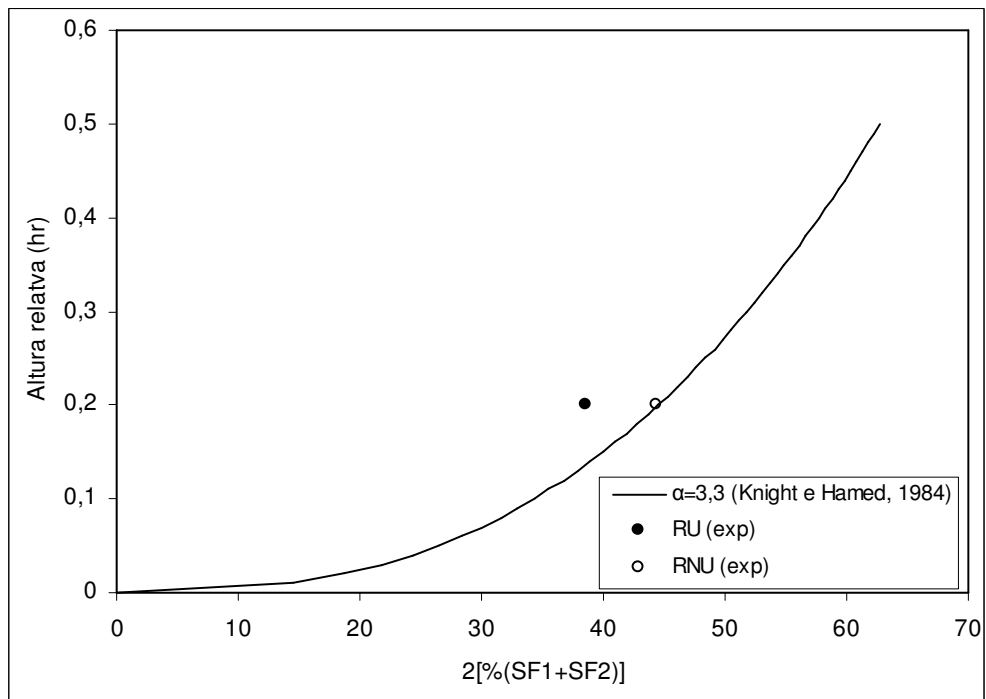


Figura 71 – Percentagem das forças de atrito actuautes nos leitos de cheia, para $h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme

Na Figura 72, verifica-se que para a situação de regime não uniforme as forças de atrito aparente verticais sofrem um aumento, porque com o incremento de caudal nos leitos de cheia, promove-se a transferência de quantidade de movimento entre leitos com respectivo aumento das forças tangenciais existentes nas interfaces.

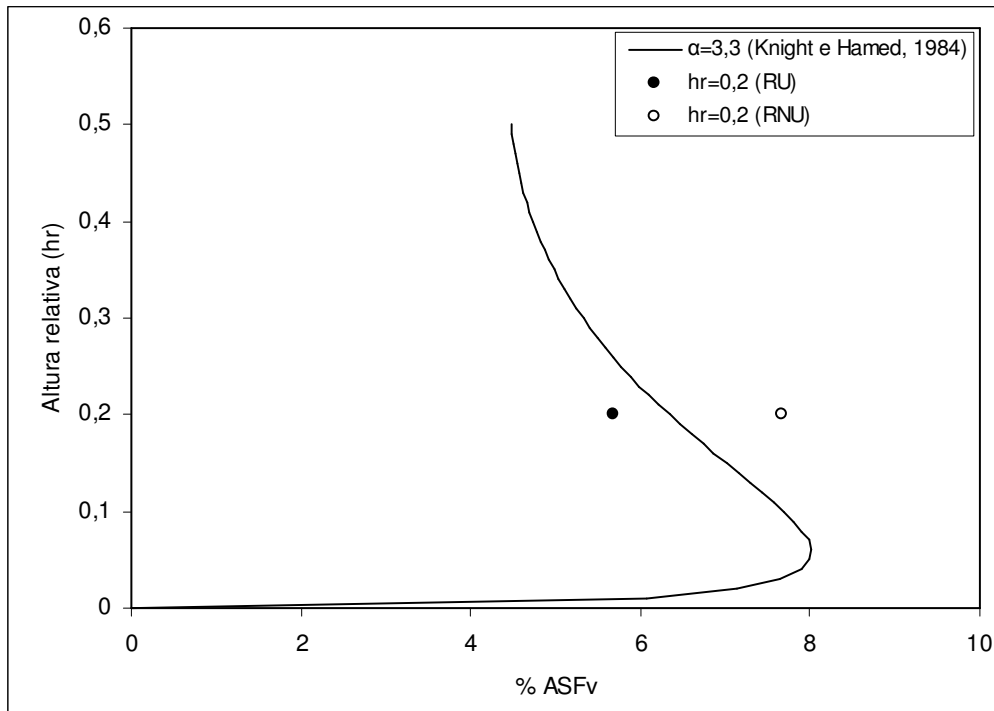


Figura 72 – Variação das forças de atrito aparente verticais, para $h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme

Tal como referido anteriormente, na situação de regime não uniforme promove-se o diferencial de velocidades existente entre leitos e as transferências de massa, aumentando assim as tensões tangenciais existentes nas zonas de interface (Figura 73). Assim, os vórtices de larga escala ganham peso aquando da destabilização de caudais (regime não uniforme).

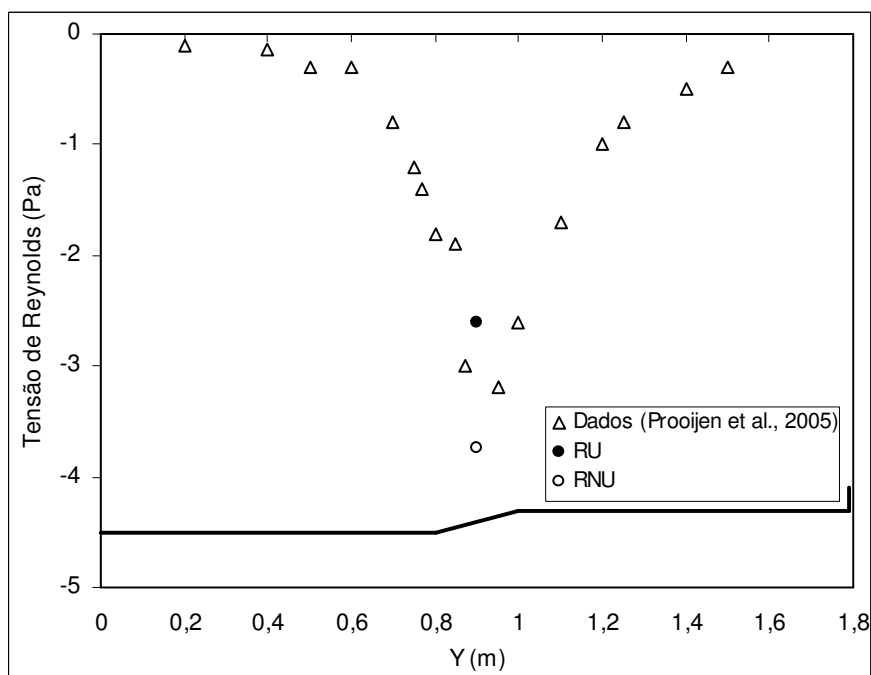


Figura 73 – Tensões de Reynolds obtidas experimentalmente para $h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme

Nesta situação de regime não uniforme, também se efectuaram medições com as sondas UVP e “seeding”, tendo-se obtido os resultados que se apresentam na Figura 74.

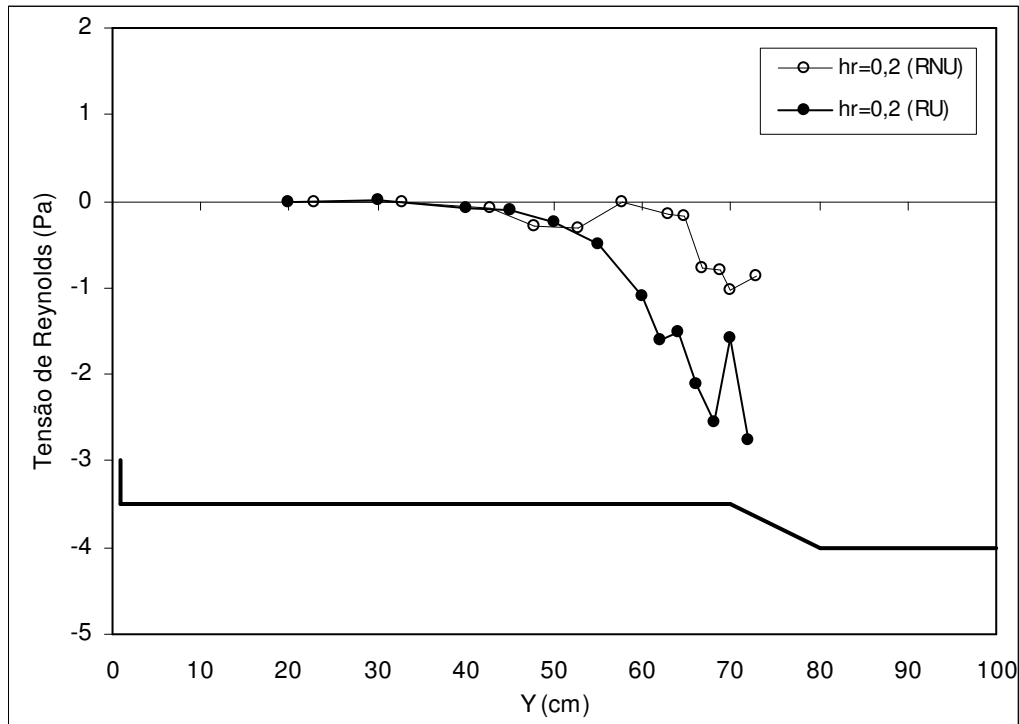


Figura 74 – Tensões de Reynolds obtidas experimentalmente através das sondas UVP, para $h_r = 0,2$ em regime uniforme e não uniforme

Nestes ensaios os resultados obtidos não foram os esperados, porque as tensões de Reynolds deram superiores para a situação de regime uniforme, sendo que deles é possível retirar a informação de que realmente as tensões aumentam principalmente junto da zona da interface superior (Figura 74). A situação errónea poderá resultar do posicionamento cruzado das sondas que necessita de amplitudes específicas e precisas, que na prática são muito complicadas de se obter. Outro facto que pode ter contribuído para estes resultados foi a medição em apenas uma horizontal situada a 40% da altura do escoamento nos leitos de cheia. Para além disso, também se tentou obter o valor das referidas tensões em secções mais a montante do canal, porque à partida as transferências de massa e de movimento terão maior potencial nessa posição, tendendo para uma estabilização à medida que o escoamento se desenvolve para jusante (valores mais próximos do regime uniforme em X7500), mas os valores obtidos não eram coerentes.

4.4.Comparação com simulação 1D

Fazendo um enquadramento, dos caudais obtidos experimentalmente com as respectivas alturas relativas, em relação aos valores que se obtêm para o Método do Canal Único (MCU)

e Método da Divisão do Canal (MDC), apresentados na secção 2.3, podemos observar que estes se encontram entre os valores de ambos os métodos (Figura 75), sendo que para a mesma altura de escoamento, pelo MCU obtém-se uma minoração do caudal por não se ter em conta a não uniformidade da velocidade nos leitos principal e de cheias (*cf.* Myers *et al.*, 2001, Bousmar e Zech, 1999). Chow (1959) alertou para este facto e sugeriu a divisão do canal nas subsecções em que a velocidade e a rugosidade do fundo se possa considerar uniforme, mas como é possível verificar, para a mesma altura relativa de escoamento o MDC fornece uma majoração do valor de caudal escoado devido à não integração do efeito da diferença de velocidades entre o leito principal e leito de cheia (Figura 75).

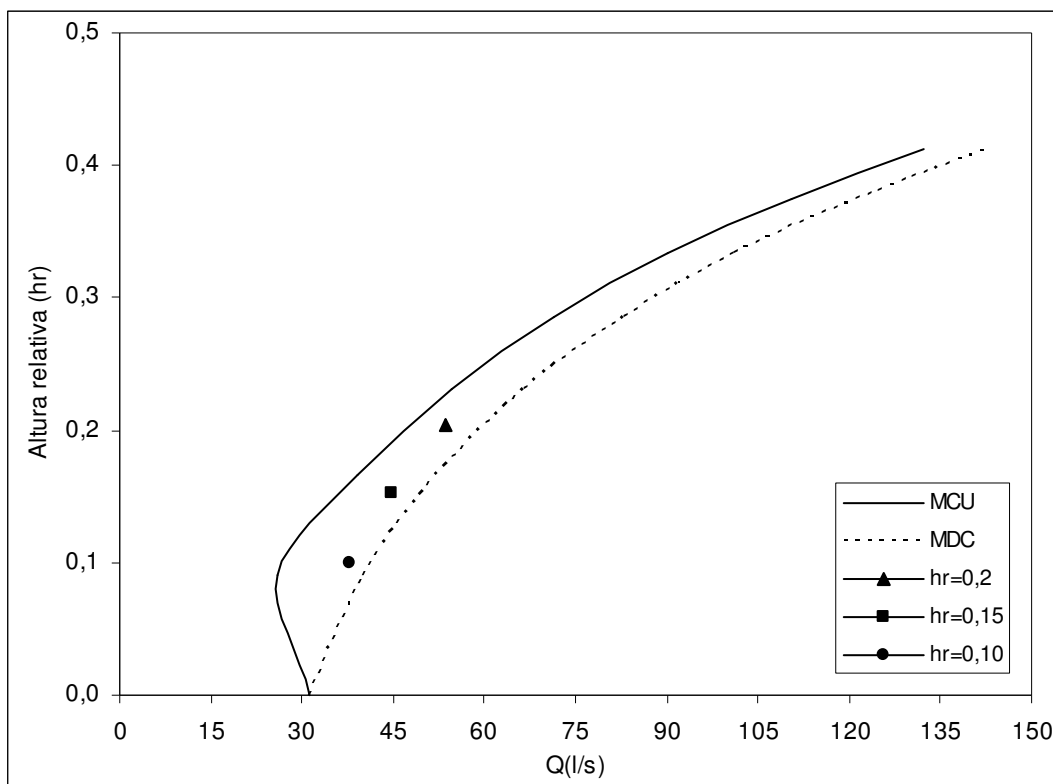


Figura 75 – Comparação dos valores de caudais obtidos experimentalmente para várias alturas relativas, com valores de modelação 1D

De notar que, na figura anterior surge um novo valor de altura relativa de escoamento ($h_r = 0,15$), proveniente do estudo realizado Fernandes *et al.* (2010b) no mesmo canal utilizado no presente estudo.

Os valores das distribuições de caudais obtidos experimentalmente, de acordo com os procedimentos expostos na secção 3.5.2, foram os seguintes (Quadro 11).

Considerando os ensaios realizados, procedeu-se à comparação dos valores obtidos experimentalmente com os valores que se obtêm através da modelação 1D. A referida comparação incidiu no caudal total e nos caudais obtidos em cada subsecção. Como tal, de

acordo com Knight (2001), é importante efectuar a análise para cada leito, uma vez que pode ocorrer compensação dos caudais por subsecção, podendo resultar uma aparente boa estimativa do caudal para a totalidade do canal.

Quadro 11 – Resultados obtidos experimentalmente para a distribuição de caudais

Altura relativa h_r	Caudal nos leitos de cheia (l/s)	Caudal no leito principal (l/s)	Caudal total (l/s)
0,1	3,2	34,5	37,7
0,2	11,2	42,2	53,4

Assim sendo, realizou-se a avaliação da precisão dos resultados obtidos por cada método com base no cálculo dos erros cometidos na obtenção dos caudais dos leitos principal ($Erro_{LP}$), dos leitos de cheia ($Erro_{LC}$) e do caudal para a secção total ($Erro_{Tot}$). Para tal, utilizaram-se as seguintes expressões

$$Erro_{LP}(\%) = \frac{Q_{LP}^{medido} - Q_{LP}^{calculado}}{Q_{LP}^{medido}} \times 100 \quad (58)$$

$$Erro_{LC}(\%) = \frac{Q_{LC}^{medido} - Q_{LC}^{calculado}}{Q_{LC}^{medido}} \times 100 \quad (59)$$

$$Erro_{Tot}(\%) = \frac{Q_{Tot}^{medido} - Q_{Tot}^{calculado}}{Q_{Tot}^{medido}} \times 100 \quad (60)$$

em que, Q^{medido} corresponde ao caudal medido experimentalmente; $Q^{calculado}$ é o caudal calculado por um dos métodos 1D. Nas expressões apresentadas, os erros que apresentem sinal positivo indicam que o respectivo método calcula um caudal por defeito, acontecendo o inverso na situação de erros com sinal negativo.

De seguida são apresentados os resultados dos erros para o leito principal, para os leitos de cheia e para a secção total, para as alturas relativas $h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$, na secção X7500 (Quadro 12).

Quadro 12 – Percentagem de erros cometidos por cada método 1D no cálculo dos caudais totais e por leito

Método	$Erro_{LP}(\%)$		$Erro_{LC}(\%)$		$Erro_{Tot}(\%)$	
	$h_r = 0,1$	$h_r = 0,2$	$h_r = 0,1$	$h_r = 0,2$	$h_r = 0,1$	$h_r = 0,2$
MCU	39,7	31,6	-90,2	-34,4	28,7	17,8
MDC	-12,8	-10,4	5,9	14,8	-9,8	-5,1

Graficamente os erros de cada modelo 1D para $h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$ traduzem-se da seguinte maneira (Figura 76 a Figura 78).

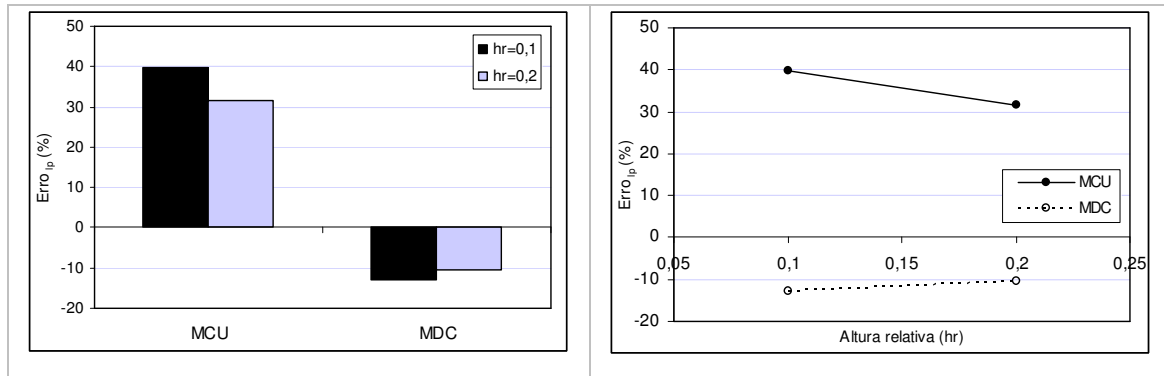


Figura 76 – Erro no cálculo dos caudais no leito principal

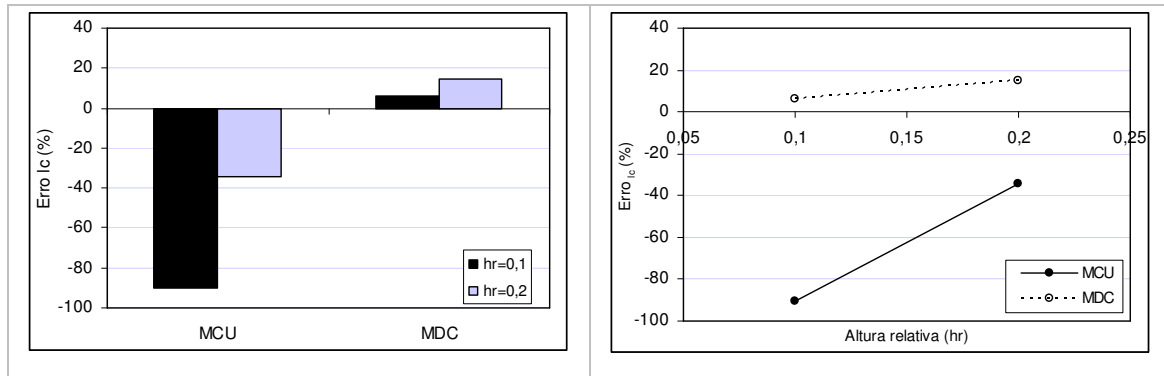


Figura 77 – Erro no cálculo dos caudais nos leitos de cheia

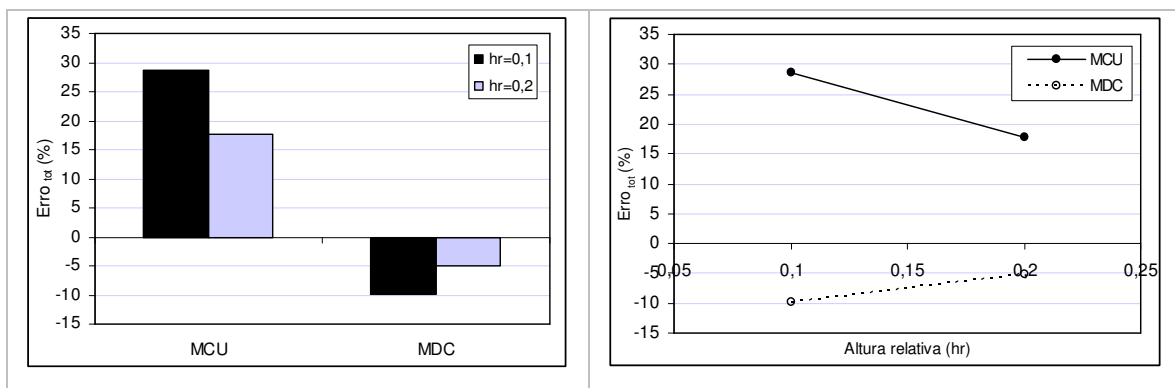


Figura 78 – Erro no cálculo dos caudais na secção total

De acordo com as figuras anteriores, verifica-se que o MCU, ao não proceder à divisão do canal e como tal assumir uma velocidade uniforme em toda a secção transversal, subestima o caudal para toda a secção.

A situação contrária sucede com os resultados obtidos pelo MDC, em que a simples divisão do canal, sem considerar interações entre as subsecções, remete para uma estimativa por excesso do caudal total, sucedendo o contrário no cálculo dos leitos de cheia. Este resultado

deve-se ao facto de o MDC considerar que os leitos principal e de cheias são independentes, não tendo em conta a desaceleração que o escoamento do leito principal sofre devido à interacção com o escoamento nos leitos de cheia e vice-versa.

Para além disso, verifica-se que os resultados de quase todos os métodos melhoram com o aumento da altura de escoamento. Esta melhoria de desempenho com o aumento da altura relativa revela uma progressiva redução da interacção entre os escoamentos nos leitos, ou seja, uma redução do efeito dos vórtices de larga escala na transferência de quantidade de movimento.

De acordo com Bousmar e Zech (1999), os valores absolutos dos erros para a totalidade da secção, no caso do MCU devem estar entre 10 e 30%, condição que se verifica nos valores obtidos experimentalmente (Figura 78). Já para MDC os referidos valores devem estar entre 5 e 50%, situação que também se verifica com os valores obtidos no estudo (Figura 78).

Na prática, a situação que se verifica com os valores obtidos pelos modelos estudados em relação aos valores que realmente são escoados, apresenta-se nos seguintes esquemas (Figura 79).

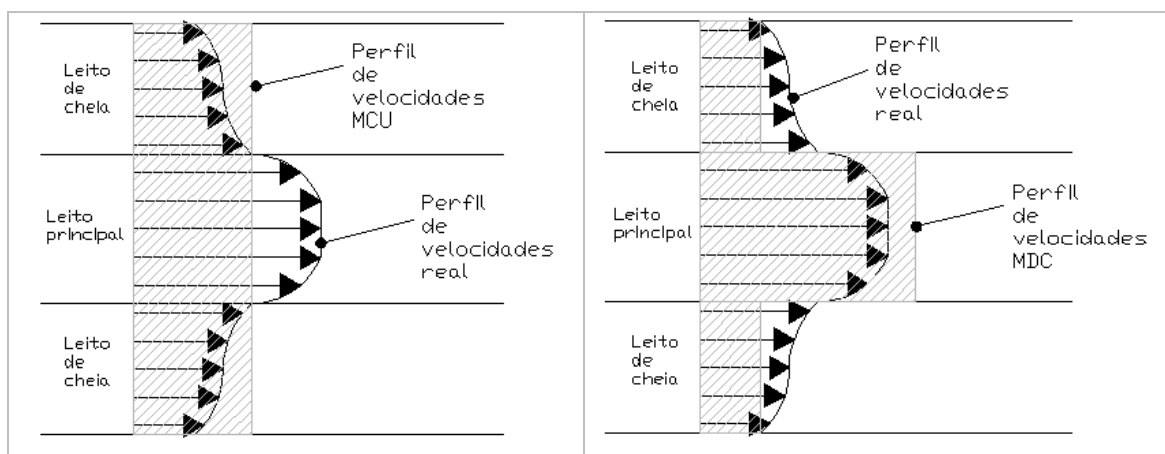


Figura 79 – Esquematização dos perfis obtidos pela modelação 1D

Em suma, a modelação 1D aplicada a uma secção composta que recorre à divisão do canal em subsecções (MDC), quando comparada com os resultados obtidos pelo MCU, fornece valores mais próximos da realidade. Mas podemos verificar que a gama de valores obtidos com essa divisão, são valores majorados de caudais para as respectivas alturas de água escoadas, o que na prática pode também não ser favorável.

Assim sendo, actualmente existem vários métodos (alguns ainda em desenvolvimento) que adoptam também a divisão do canal, mas que apresentam algumas variantes em relação ao MDC, conseguindo fornecer valores mais aproximados dos reais (apresentam erros menores em valor absoluto). Como tal, surgem por exemplo o Método da Coerência (MC), onde se

verifica uma melhoria nos resultados apresentados para canais de secção composta através da aplicação de coeficientes de ajustamento nas várias subsecções; o método Debord, que propõe uma correcção no MDC baseada na relação entre as rugosidades apresentadas nos vários leitos; o método da troca de caudal (MTC), que incide principalmente no conceito de tensão tangencial aparente e o método da Divisão Ponderada do Caudal (MDPC), que também corrige o MDC de maneira a ter em consideração a interacção entre leitos, nomeadamente na transferência da quantidade de movimento, com divisões verticais e horizontais entre subsecções (*e.g.* Fernandes *et al.*, 2010b).

5. Conclusões e propostas para estudos futuros

Na presente dissertação apresentou-se um estudo experimental de escoamentos em canais de secção composta, que na prática, tal como referido, corresponde a uma situação de cheia, tentando assim tirar conclusões a partir dos objectivos definidos no início da mesma. Os resultados experimentais foram ainda comparados com simulações unidimensionais realizadas com modelos simples, mas usualmente utilizados na prática.

Começou por se efectuar um enquadramento teórico do tema em estudo, tendo-se apresentado as principais características de um escoamento neste tipo de canais. Em relação à componente experimental, foram descritos todos os procedimentos utilizados, as instalações experimentais com respectivas preparações e os equipamentos de controlo e medição de velocidades, nomeadamente o tubo de Pitot e as sondas UVP. Esta parte incluiu a recolha e tratamento de dados relativos à estrutura turbulenta do escoamento na qual se estudou a influência da variação das alturas relativas e da variação do regime de escoamento, com base em medições de velocidades, tensões de arrastamento e tensões tangenciais ou de Reynolds. Para tal, foram realizados ensaios em regime uniforme para $h_r = 0,1$ e $h_r = 0,2$, e, posteriormente, para $h_r = 0,2$ com destabilização de caudais (regime não uniforme).

Com base nos dados recolhidos, na situação padrão ($h_r = 0,2$ em regime uniforme), foi possível averiguar que o canal experimental possui uma fronteira hidraulicamente lisa e que há uma estagnação de fenómenos à medida que o escoamento se desenvolve para jusante, devido à semelhança de comportamento e proximidade de valores entre os perfis X6000 e X7500 tanto de velocidades, como de tensões de arrastamento. Como tal, foi na posição X7500 que se realizaram as comparações definidas na base deste estudo, por se considerarem desenvolvidos todos os fenómenos susceptíveis de alterarem o padrão das velocidades, para as respectivas alturas relativas.

O procedimento para a obtenção do regime uniforme foi pensado e executado de forma a não se verificarem transferências de massa relevantes ao longo do canal. Verificou-se que a adopção da alimentação separada (Bousmar *et al.*, 2005) permitiu através de um processo iterativo, descrito na secção 3.5.2, obter um regime uniforme na instalação experimental. O estabelecimento desse regime foi verificado através da comparação da distribuição transversal da velocidade do escoamento, que apresenta valor semelhante ao longo do canal (*i.e.* não existindo transferências de massa entre leitos), assim como os caudais e as alturas de escoamento.

Relativamente à influência da altura relativa em regime uniforme foi possível verificar que:

- O aumento da altura de água escoada (*i.e.* do caudal em regime uniforme) provoca um aumento das velocidades em todos os leitos da secção, verificando-se uma aproximação dos valores das velocidades de ambos os leitos, que por sua vez tendem para o valor da velocidade da secção total.
- Os valores obtidos experimentalmente ajustam-se bem às expressões teóricas para obtenção de velocidades e caudais, propostas por Myers *et al.* (2001) com base em dados obtidos noutra canal experimental.
- Para menores alturas de escoamento, há uma maior proximidade dos perfis obtidos ao longo do canal, tanto para velocidades como para tensões de arrastamento. Este facto pode estar relacionado com a menor dimensão da camada de mistura que, por sua vez, se desenvolve mais rápido.
- Com o aumento da altura relativa, verifica-se um aumento da camada de mistura, isto é, a passagem das velocidades que se verificam nos leitos de cheia, para as velocidades obtidas no leito principal, é feita de uma forma mais “suave”, atenuando-se assim o efeito do abastecimento independente e diferencial a montante do canal.
- Tal como para as velocidades, os caudais escoados em ambos os leitos não só aumentam com o aumento do nível de água do escoamento, mas também há uma aproximação entre os valores, verificando-se, para elevadas alturas de escoamento, a tendência do caudal se distribuir igualmente pelos leitos.
- As tensões de atrito ao longo de toda a secção transversal aumentam com o aumento da altura de água do escoamento, denotando-se um ajustamento razoável do método gravítico, para a obtenção de valores de tensões de atrito ou arrastamento.
- O aumento da altura de água do escoamento, provoca uma diminuição das forças de atrito aparente verticais nas interfaces e das tensões de Reynolds, significando que existe não só uma redução da interacção entre leitos, mas também uma redução da “força” dos vórtices de larga escala que podem provocar transferências de massa e de quantidade de movimento entre leitos.
- Os valores obtidos para as forças de atrito aparentes verticais traduzem um retardamento no leito principal, devido à interacção com os leitos de cheia.

Relativamente à influência do regime não uniforme (*i.e.* da destabilização de caudais, com um incremento de 20% do caudal nos leitos de cheia em relação à situação de regime uniforme) foi possível observar que:

- Existe variação das alturas do escoamento ao longo do canal, na direcção longitudinal do escoamento.

- Existe também uma tendência para estagnação dos fenómenos na direcção longitudinal do escoamento (níveis de água, velocidades e tensões), ou seja o escoamento procura atingir a situação de equilíbrio (*i.e.* regime uniforme).
- Verifica-se uma ligeira variação da camada de mistura na direcção longitudinal do escoamento, denotando a existência de transferência de massa e quantidade de movimento (vórtices de larga escala nas interfaces).
- A dimensão da camada de mistura é menor comparativamente à situação de regime uniforme. Este facto parece contrariar o que foi referido para a influência da altura relativa, *i.e.*, como se sobrealimentou os leitos de cheia a velocidade média nesses leitos aproximou-se da velocidade média no leito principal (situação semelhante ao aumento da altura relativa) pelo que seria de esperar que a dimensão da camada de mistura aumentasse. Porém, a existência de transferência de massa (escoamento transversal) na direcção do leito principal pode originar o estiramento dos vórtices de larga escala e, conseqüentemente, diminuir a dimensão da camada de mistura.
- Em relação às tensões de arrastamento ou de atrito na totalidade da secção transversal do canal, verifica-se um ligeiro aumento das mesmas, em relação à situação de regime uniforme.
- Finalmente denota-se não só um aumento das tensões de atrito aparente verticais nas interfaces, mas também das tensões de Reynolds, consequência do referido aumento da transferência de massa e de quantidade de movimento entre leitos.

Relativamente aos resultados da simulação 1D, efectuada em regime uniforme através de dois métodos (Método do Canal Único e o Método da Divisão do Canal), chegou-se às seguintes conclusões:

- Para a mesma altura de escoamento, pelo MCU obtém-se uma minoração do caudal por não se ter em conta a não uniformidade da velocidade nos leitos principal e de cheias (velocidade constante em toda a secção).
- Para a mesma altura relativa de escoamento, o MDC fornece uma majoração do valor total de caudal escoado devido à não integração do efeito da diferença de velocidades entre o leito principal e leito de cheia (valores por excesso no leito principal e por defeito nos leitos de cheia).
- Os resultados apresentados alertam para o facto de, em situações de cheias, quando o escoamento passa a ser feito não só no leito principal mas também nos leitos adjacentes, é recomendável a divisão do canal em subsecções para efeitos de cálculo,

mas os efeitos da interacção entre o leito principal e os leitos de cheia devem ser tidos em consideração.

- Verifica-se uma melhoria de desempenho dos métodos para alturas de água do escoamento maiores, devido à redução da interacção entre leitos nessas condições.
- Existem mais métodos disponíveis e em estudo, tendo como base, a divisão do canal em subsecções, mas com algumas melhorias (apresentam erros menores), nomeadamente na questão da consideração da interacção entre leitos e na forma como é feita essa consideração.

Em suma, é importante realçar o facto de que neste tipo de estudos, a qualidade dos resultados obtidos ser particularmente sensível a possíveis erros realizados durante as medições, na calibração de equipamentos, na preparação das instalações experimentais, etc. Como tal, para além de todas as repetições realizadas durante os ensaios, este estudo encontra-se ainda em desenvolvimento, para verificar determinadas tendências de valores e confirmação de resultados, com constantes tentativas de melhoria das instalações experimentais, calibrações de equipamentos e posicionamentos das medições, sempre com o intuito de uma optimização de resultados que possam vir a ser apresentados. Assim sendo, na linha do presente estudo seria recomendável:

- Apresentar resultados de estudos para mais alturas relativas.
- Realizar destabilizações de outras situações padrão.
- Verificar diferentes tipos de destabilização (variação das percentagens de incremento de caudais a montante).
- Estudar a ocupação dos leitos de cheia com respectiva alteração da rugosidade (ex: introdução de elementos verticais nos leitos de cheia).
- Fazer a análise de outros tipos de modelação do escoamento, nomeadamente através de modelos tridimensionais que incluam a modelação da turbulência.

6.Referências bibliograficas

1. Atabay, S. (2001). "Sediment transport in two stage channels". Tese de Doutoramento, The University of Birmingham School of Civil Engineering, Reino Unido.
2. Atabay, S., Knight, D. W. e Seçkin, G. (2005). "Effects of overbank flow on fluvial sediment transport rates". Water Management, Proceedings of the Institution of Civil Engineers.
3. Biron, P. M., Robson, C., Lapointe, M. F. e Gaskin, S. J. (2004). "Comparing different methods of bed shear stress estimates in simple and complex flow fields". Earth Surface Processes and Landforms 29, pp. 1403-1415.
4. Boiten, W. (2000). "Hidrometry". Rotterdam, Netherlands.
5. Bousmar, D. e Zech, Y. (1999). "Momentum transfer for practical flow computation in compound channels." Journal of Hydraulic Engineering, 125(7), pp. 696-706.
6. Bousmar, D. (2002). "Flow modelling in compound channels / Momentum transfer between main channel and prismatic or non-prismatic floodplains". Tese de Doutoramento, Universidade Católica de Louvain, Bélgica.
7. Bousmar, D., Rivière, N., Proust, S., Paquier, A., Morel, R. e Zech, Y. (2005). "Upstream Discharge Distribution in Compound-Channel Flumes". Journal of Hydraulic Engineering, 131(5), pp. 408-412.
8. Cardoso, A. H. (1998). "Hidráulica Fluvial". Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, Portugal.
9. Cardoso, A. H. (1990). "Spatially Accelerating Flow in a Smooth Open Channel". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
10. Carvalho, J. L. C. (2008). "Estudo do Impacto da Ocorrência de Transporte Sólido na Estrutura Turbulenta do Escoamento em Micro-habitats de Salmonídeos". Dissertação para obtenção de grau de mestre em Engenharia do Ambiente, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Coimbra, Portugal.
11. Chow, V. T. (1959). "Open Channel Hydraulics". MacGraw-Hill, New York.
12. Christodoulou, G. C. (1992). "Apparent Shear Stress in Smooth Compound Channels". Water resources Management 6, pp. 235-247.
13. Fernandes, J. N., Leal, J. B. e Cardoso, A. H. (2010a). "Ultrasound Velocity Profile (UVP) Measurements in Shallow Open-Channel Flows". Proceedings of the 1st IAHR European Congress, Maio, Edimburgo, Escócia.
14. Fernandes, J. N., Pinto, D., Leal, J. B. e Cardoso, A. H. (2010b). "Análise de escoamentos em canais de secção composta – Caracterização experimental e modelação 1D". 10º Congresso da Água, APRH, Alvor, Portugal.
15. Goring, D. e Nikora, V. (2002). "De-spiking ADV data". Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 128(1), pp. 117-126.
16. Kantoush, S. A., De Cesare, G., Boillat, J. L. e Schleiss, A. J. (2008). "Flow field investigation in a rectangular shallow reservoir using UVP, LSPIV and numerical modelling". Flow Measurement and Instrumentation, 19, pp. 139-144.
17. Knight, D. W. e Hamed, M. (1984). "Boundary Shear in Symmetrical Compound Channels". Journal of Hidraulic Engineering, Vol. 110, pp. 1412-1430.

18. Knight, D. W. (2001). "Conveyance in 1-D River Models-Scoping Study on Reducing Uncertainty in River Flood Conveyance". Relatório da Universidade de Birmingham.
19. Lencastre, A. (1996). "Hidráulica geral". Universidade Nova Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa, Portugal.
20. Massey, B. S. (2002). "Mecânica dos fluidos". Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, Portugal.
21. Matos, J. (1999). "Emulsioneamento de Ar e Dissipação de Energia do Escoamento em Descarregadores em Degraus". Dissertação de Doutoramento, IST, Lisboa, Portugal.
22. MET FLOW (2002). "Monitor Model UVP-DUO with Software Version 3" User's Guide. Lausanne, Switzerland.
23. Myers, W. R. C. (1978). "Momentum transfer in a compound channel". Journal of Hydraulic Research, 16, nº2, pp. 139-150.
24. Myers, W. R. C., Lyness, J. F. e Cassels, J. (2001). "Influence of boundary roughness on velocity and discharge in compound river channels". Journal of Hydraulic Research, Vol. 39, nº39, pp. 311-319.
25. Nezu, I. e Nakagawa, H. (1993). "Turbulence in Open-Channel Flows". Balkema.
26. Nezu, I. (1994). "Compound Open-Channel Turbulence and its Role in River Rnvironment". Department of Civil and Clobal Environment Engineering, Kyoto University, Japan.
27. Nezu, I. (2005). "Open-Channel Flow Turbulence and Its Research Prospect in the 21st Century". Journal of hydraulic engineering, pp. 229-246.
28. Ozaki, Y., Kawaguchi, T., Takeda, Y., Hishida, K. e Maeda, M. (2002). "High time resolution ultrasonic velocity profiler". Experimental Thermal and Fluid Science, 26, pp. 253-258.
29. Prooijen, B. C. V. e Uijttewaai, W.S. J. (2002). "A linear approach for the evolution of coherent structures in shallow mixing layers". American Institute of Physics, pp. 4105-4114.
30. Prooijen, B. C. V., Battjes, J. A. e Uijttewaai, W. S. J. (2005). "Momentum exchange in straight uniform compound channel flow". Journal of Hydraulic Engineering, 131(3), pp. 175-183.
31. Proust, S. (2009). "1D Modelling of Floods in Rivers". Hydrology-Hydraulics Research Unit, CEMAGREF, Lyon, France.
32. Rhodes, D. G. e New, A. P. (2000). "Preston tube measurements in low Reynolds number turbulent pipe flow". Journal of Hydraulic Engineering. Vol.126, nº6, pp 407-415.
33. Rowiński, M., Aberle, J. e Mazurczyk, A. (2005). "Shear velocity estimation in hydraulic research". Acta Geophysica Polonica, Vol.53, nº4, pp. 567-583.
34. Sellin, R. H. J. (1964). "A laboratory investigation into the interaction between the flow in the channel of a river and that over its flood plain". Houille Blanche, 20(7), pp. 793-801.
35. Shiono, K. e Knight, D.W. (1991). "Turbulent open channel flows with variable depth across the channel". Journal of Fluid Mechanics, 222, pp. 617-646.
36. Sturm, T. (2001). "Open Channel Hydraulics". McGraw-Hill, Water Resources and Environmental Engineering Textboook Series, New York.

37. Takeda, Y. (1995). "Velocity Profile Measurement by Ultrasonic Doppler Method". *Experimental Thermal and Fluid Science*, 10, pp. 444-453.
38. Takeda, Y. e Kikura, H. (2002). "Flow mapping of the mercury flow". *Experiments in Fluids*, 32, pp. 161-169.
39. Uijtewaal, W. S. J. e Booij, R. (2000). "Effects of shallowness on the development of free-surface mixing layers". *Physics of fluids*, Vol. 12, nº2, pp.393-402.
40. Yang, K., Cao, S. e Liu, X. (2007). "Flow resistance and its prediction methods in compound channels". *State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering*, Sichuan University, China.
41. Yen, B. C. (2002). "Open Channel Flow Resistance" *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 128, nº1, pp. 20-38.
42. Yuen, K. W. H. (1989). "A study of boundary shear stress, flow resistance and momentum transfer in open channels with simple and compound trapezoidal cross sections". *The University of Birmingham School of Civil Engineering*.

Anexo

